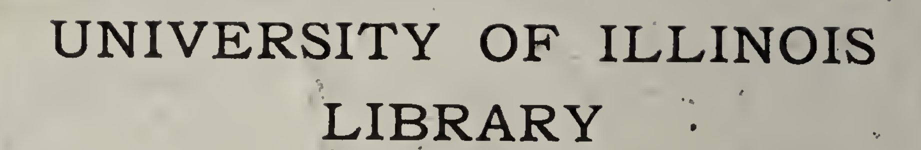
R. Saliger,

Der Eisenbeton.







Der Eisenbeton
in Theorie und Konstruktion.

Ein Leitfaden durch die neueren
Bauweisen in Stein und Metall.

Für Studierende und Bauleute bearbeitet von

Dr. Ing. Rudolf Saliger,
Oberlehrer an der Baugewerkschule in Kassel.

Mit 327 Abbildungen.



Stuttgart 1906
Alfred Kröner Verlag.

Druck von Carl Grüninger, K. Hofbuchdruckerei Zu Gutenberg (Klett & Hartmann), Stuttgart.

Vorwort.

In den letzten Jahren sind im Bereiche des Eisenbetonbaues wohl ebenso bedeutende und einschneidende Fortschritte erzielt worden wie auf den anderen technischen Gebieten, vor allem des Maschinenbaues und der Elektrotechnik, deren Errungenschaften auch von den Laien mit Staunen verfolgt werden. Die in beschleunigter Eile fortschreitende Entwicklung spiegelt sich deutlich in der technischen Literatur wieder, und so ist es selbstverständlich, daß auch im Betonbauwesen die Veröffentlichungen über ausgeführte Werke, über Forscherarbeiten und theoretische Erörterungen immer zahlreicher werden. Soweit die in deutscher Sprache verfaßten Schrifterzeugnisse in Betracht kommen, befassen sich dieselben wohl ausnahmslos mit bestimmten Sondergebieten; *eine zusammenhängende und systematische Darstellung des Eisenbetonbaues* in theoretischer und konstruktiver Hinsicht fehlte. Der Verfasser stellte sich daher die Aufgabe, das Notwendigste von der statischen Berechnung, sowie die wichtigsten Konstruktionsprinzipien und Systeme in allen Zweigen des Bauwesens in gedrängter Form zusammenzufassen und damit einen *Leitfaden* zu schaffen, welcher sowohl den Studierenden wie auch denjenigen willkommen sein wird, die in ihrer Praxis einer *Übersicht über das ganze Gebiet* der neueren Bauweisen in Stein und Metall bedürfen.

Da für die Berechnung und Konstruktion die Kenntnis von den Eigenschaften der verwendeten Stoffe von größter Wichtigkeit ist, so wird der I. Abschnitt des Buches neben geschichtlichen und allgemeinen Bemerkungen dem *Material* gewidmet, der Zusammensetzung und Herstellung des Betons, den chemischen und physikalischen Einflüssen, sowie den Festigkeits- und Elastizitätsverhältnissen.

Die im II. Abschnitt gegebene *Theorie* fußt auf der jetzt in der Praxis zu fast allgemeiner Anerkennung gelangten Annahme, daß die Zuganstrengungen des Betons nicht berücksichtigt werden und seine Pressungen sowie die Spannungen des Eisens, dem mittleren Elastizitätsverhältnis der beiden Stoffe entsprechend, geradlinig mit den Entfernungen von der Nullinie zunehmen. Die anderen Berechnungsmethoden werden erwähnt, aber nicht weiter behandelt, obwohl es

leicht gewesen wäre, den Sonderfall aus allgemeineren Voraussetzungen über die Verteilung der Spannungen zu entwickeln. Von diesem Wege ist im Interesse des engen Rahmens, in welchem das Buch bleiben will und mit Rücksicht darauf abgesehen, daß die umständlicheren Theorien die tatsächlichen Spannungszustände doch nicht erkennen lassen, sofern den Eigenspannungen und den sehr individuellen Eigenschaften der Stoffe nicht im weitesten Maße Berücksichtigung gewährt wird. Besonderen Wert legte der Verfasser in diesem Abschnitt auf die Entwicklung von Beziehungen und Formeln, welche die Berechnung vornehmlich der auf Biegung beanspruchten Bauteile auf dieselbe Einfachheit bringen, wie sie beim Holz- und Eisenbalken üblich ist.

Den III. und umfangreichsten Abschnitt nimmt die Konstruktion in Anspruch. Von den reich entwickelten Deckenbausystemen ausgehend, welche nicht bloß in Gebäuden, sondern auf dem Gebiete des Ingenieurwesens überhaupt die größte Rolle spielen, wird ein Bild über die Konstruktion der Säulen, Wände, Treppen und Dächer aus Beton oder Stein mit Eiseneinlagen gegeben, dem sich die Kanäle, Röhren, Wasserbehälter, Brücken, Fundierungen, Stütz- und Staumauern sowie sonstige Anwendungen anschließen. Hierbei ist nicht so sehr auf die Vorführung von Beispielen bestehender Bauwerke als vielmehr darauf Wert gelegt, daß das Prinzip ihres Aufbaues und erforderlichenfalls ihrer statischen Berechnung klargelegt werde.

Schließlich ist neben den Literaturhinweisen im Text noch eine besondere Übersicht des Betonschrifttums angefügt, welche der Brauchbarkeit dieses Buches als Leitfaden und zur Orientierung im Steineisenbau förderlich sein dürfte.

Indem der Verfasser allen Herren, welche ihm durch die Überlassung von Lichtbildern und Klischees oder in sonstiger Weise behilflich waren, für ihr Entgegenkommen dankt, übergibt er die vorliegende Veröffentlichung der Fachwelt mit dem Wunsche, ihren Interessen damit dienen zu können.

Kassel, im September 1905.

R. Saliger.

Inhalt.

I. Abschnitt.

Das Material.

1. Begriff des Eisenbetons.

Als Eisenbetonkonstruktionen (armierter Beton, Beton-Eisen) werden alle jene Bauweisen bezeichnet, welche zu ihrer Durchführung der zwei Stoffe: Zementbeton und Eisen bedürfen, ohne daß dem einen der beiden eine bevorzugte Rolle zugesprochen werden kann. Die genannten Elemente bilden zusammen einen neuen Baustoff, dessen Eigenschaften von jenen der Bestandteile zum Teil verschieden sind. Ihre Verbindung bezweckt vornehmlich, die guten, d. h. erwünschten Eigenschaften bezüglich der Festigkeit, Elastizität, Dauerhaftigkeit usw. nutzbar zu machen. Hierzu ist eine innige und unverschiebliche Verbindung der Einzelstoffe unbedingtes Erfordernis, das die Grundlage für die einheitliche Wirkung des Verbundkörpers darstellt. Die auf denselben einwirkenden Kräfte deformieren diesen Körper einheitlich, die statische Wirkung ist eine gemeinsame. Sein Widerstand gegen Zerbrechen, Zerdrücken, Zerreißen ist größer als die Summe der Widerstände, welche die Einzelstoffe allein auszuüben vermögen. Die hohe Festigkeit des Eisenbetons an sich, sowie der Umstand, daß die ganze Breite der Konstruktion tragend ist — im Gegensatz zu Eisen- oder Holzbauten, bei welchen verhältnismäßig nur schmale Balken, Träger u. dergl. die äußeren Lasten aufnehmen müssen —, lassen Abmessungen zu, wie sie bei steinähnlichen Bauwerken sonst unbekannt sind. Die mit Eisen armierten Betonkonstruktionen verbinden daher die Eleganz und Leichtigkeit der Eisenbauten mit der Dauerhaftigkeit und Schönheit des massiven Steinbaues. Neben der bequemen und billigen Herstellung tritt hierzu noch die Möglichkeit, den höchsten Anforderungen an die Feuersicherheit in Wohngebäuden und industriellen Anlagen gerecht zu werden. Aus diesen Vorzügen wird die rasche Entwicklung dieser Konstruktionsweise, deren Verwendung bei größeren Bauwerken jetzt kaum mehr ganz entbehrt werden kann, erklärlich.

2. Ursprung und Entwicklung.

Gewöhnlich wird die Erfindung des armierten Betons dem Pariser Gärtner Monier zugeschrieben, der um das Jahr 1861 seine Blumenkübel aus Zementmörtel herstellte, in welchen er zur Verstärkung ein Gerippe aus

Eisendrähten einbettete, um diese Gefäße dauerhafter als hölzerne und leichter als steinerne zu machen. In der Tat ist schon vorher diese Konstruktionsweise vereinzelt angewendet worden, doch als bedeutungslos verloren gegangen. So hat z. B. Lambot um 1850 einen Kahn aus armiertem Zementmörtel gebaut, welcher auf der Weltausstellung in Paris 1855 gezeigt wurde und noch jetzt besteht.[1]) Im Jahre 1861 tat Coignet einen Schritt weiter, indem er die Konstruktionsprinzipien des armierten Betons aussprach und den Bau von Trägern, Gewölben, Röhren u. dergl. vorschlug, die er neben Monier auf der Weltausstellung 1867 vorführte. In diesem Jahre nahm Monier sein erstes Patent auf die Herstellung von tragbaren Gefäßen aus Zement mit Eisengerippe, dem andere Patente über gerade und gebogene Träger, über Behälter usw. folgten. Wenn auch die Patentzeichnungen im Prinzip alle die Konstruktionselemente enthalten, welche wir noch jetzt verwenden, so ist es doch nicht zu verwundern, daß Moniers Ideen nur auf einem eng begrenzten Gebiete der Industrie Anwendung fanden, für das Bauwesen aber fast ohne Beachtung blieben. Erst in den Händen der Ingenieure gewann die Erfindung ihren Wert und ihre Bedeutung.

Im Jahre 1884 wurden Moniers Patente von der Firma Freytag & Heidschuch in Neustadt a. d. H. und von Martenstein & Josseaux in Offenbach a. M. angekauft, und im folgenden Jahre übernahm sie der Ingenieur G. A. Wayß in Berlin für das Deutsche Reich und Österreich. Die von ihm selbst und von Bauschinger in München angestellten Versuche bewiesen den hohen Wert, welcher der Verbindung zweier so vorzüglicher Baustoffe wie Zementbeton und Schmiedeisen innewohnen mußte. Das Ergebnis der zahlreichen Erprobungen wurde in der Schrift: „Das System Monier, Eisengerippe mit Zementumhüllung" 1887 veröffentlicht. Durch die Versuche erlangte man einen Einblick in die statische Wirkung der zwei Stoffe und es wurde möglich, den einzelnen Konstruktionselementen den richtigen Platz anzuweisen, sowie das innige Zusammenwirken von Beton und Eisen zu bestätigen. Auch konnte die Frage, ob das Eisen im Beton nicht durch Rost beschädigt würde, in befriedigender Weise beantwortet werden. Regierungsbaumeister Koenen stellte auf Grund jener Versuche eine Berechnungsmethode auf, welche in der genannten Broschüre sowie im Zentralblatt der Bauverwaltung 1886 veröffentlicht ist.

Nachdem die wissenschaftliche Grundlage für die Berechnung der Abmessungen geschaffen war, vermochte sich dieselbe im Bauwesen Eingang zu verschaffen. Wir beobachten hier einen ähnlichen Entwicklungsgang wie beim Bauen in Eisen, dessen Verwendung zu weitgespannten Brücken, Hallen, Dächern erst nach umfangreicher Ausbildung der Theorien des Fachwerks und des Bogens voll zur Geltung kommen konnte.

Das System Monier breitete sich, besonders in Österreich, wo sich unter Ingenieur G. A. Wayß eine Gesellschaft gegründet hatte, verhältnismäßig rasch aus.

---

[1]) Mitteilung aus Béton armé 1902, Nr. 55 in Beton und Eisen 1903, 2. Heft.

In den angelsächsischen Ländern wurden bereits längere Zeit verschiedene Eisenbetonsysteme ausgeführt, die jedoch zunächst die Feuersicherheit im Auge hatten. 1875 baute Ward ein Haus, dessen Decken armiert waren. Zwischen 1870 und 1880 erfand Hyatt mehrere Systeme in Beton-Eisen. Erwähnt seien hier die Systeme Expanded Metal, Ransome, Wilson und das von Emperger aus Österreich eingeführte System Melan, hauptsächlich für Brücken. Seit dieser Zeit (nach 1890) setzte die Entwicklung des amerikanischen Betoneisenbaues fester ein, welcher seitdem einen gewaltigen Aufschwung genommen hat.

In Frankreich wurde auf der Ausstellung 1889 das System von Bordenave und von Cottancin gezeigt. 1892 entstanden die Bauweisen von Coignet und Hennebique, welch letztere vornehmlich in Frankreich, Belgien und in der Schweiz große Verbreitung gefunden hat. In diese Zeit fallen auch die Erfindungen von Matrai, Bonna und Chassin.

In den deutschen Ländern entwickelte sich der Eisenbetonbau, durch baupolizeiliche Bestimmungen und tief eingewurzelte Vorurteile eingeengt, vorerst auch nach 1887 noch langsam, bis sich die Erkenntnis der Vorzüge, ja überhaupt der Brauchbarkeit, weiter Bahn gebrochen hatte.[1]) Im letzten Jahrzehnt hat aber auch bei uns der moderne Betonbau eine glänzende Entwicklung genommen und den westlichen Nachbar zu erreichen gesucht. Es entstanden die Systeme Wayß, Koenen, Möller, Kleine, Holzer, Lilienthal, Melan (Brünn), Donath, Müller, Stolte, Rößler, Luipold, Siegwart (Zürich), Visintini, Ast (Wien) und viele andere. Insgesamt bestehen gegenwärtig über 200 verschiedene Eisenbetonsysteme. Neue Anregung und Förderung ward dem deutschen Betonbau durch die im Jahre 1902 von Emperger in Wien gegründete und geleitete Zeitschrift „Neuere Bauweisen und Bauwerke aus Beton und Eisen“ zuteil. Einen bedeutsamen Fortschritt bilden die vom Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine und vom deutschen Beton-Verein angestrebten und am 16. April 1904 vom preußischen Minister der öffentlichen Arbeiten erlassenen Bestimmungen über die Ausführung und Berechnung der Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten, wodurch die erwünschte Einheitlichkeit wenigstens für Preußen hergestellt wurde. Zum Nutzen des Betonbaues wäre zu wünschen, daß eine solche Gemeinsamkeit für ganz Mitteleuropa zustande käme, dessen geistige und wirtschaftliche Interessen auch auf diesem Gebiete übereinstimmen.[2])

---

[1]) Siehe Beton und Eisen 1903, 3. Heft, S. 161.

[2]) Weiteres über die Geschichte des Eisenbetons in: Die deutsche Portlandzement- und Betonindustrie auf der Düsseldorfer Ausstellung 1902; Wayß und Freytag, Der Betoneisenbau; Ing. Spitzer, Entwicklung des Betoneisenbaues, Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1902, Nr. 5; Christophe, Le béton armé; Berger et Guillerme, La construction en ciment armé; Beton und Eisen 1902—1905, Geschichte und Biographien hervorragender Eisenbetonmänner; Büsing und Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendungen, Berlin 1905, usw.

3. Beton und Eisen.

Um die Konstruktionen in Eisenbeton verstehen zu können, ist die Kenntnis der Materialien notwendig, welche zu seiner Herstellung erforderlich sind. Aus ihren Eigenschaften betreffend Festigkeit, Elastizität, Verhalten beim Erhärten und gegen physikalische und chemische Einflüsse, aus ihrer Zusammensetzung und aus den Rücksichten auf die Ausführung werden sich die Prinzipien der Konstruktion entwickeln lassen.

Unter Beton, Konkret oder Grobmörtel ist ein inniges Gemisch von Zement, Sand und Kies oder Schotter zu verstehen, welches mit der entsprechenden Menge Wasser verarbeitet wird. Der Zement ist die aktive Substanz, welche die Verbindung der anderen Stoffe, des Skelets oder des Füllmaterials, bewirkt. Von ihm hängt in erster Linie die Güte und Festigkeit des Betons ab. Für die Ausführungen in Eisenbeton kommt von den verschiedenen Zementsorten fast nur der Portlandzement in Betracht. In neuerer Zeit ist noch der sogenannte Eisen-Portlandzement hinzugetreten, welcher vom Verein deutscher Eisen-Portlandzementwerke als gleichwertig empfohlen wird.

Für die Armierung wird bloß schmiedbares Eisen, also Fluß- und Schweißeisen, seltener, doch vorteilhaft, Fluß- und Schweißstahl verwendet.

4. Der Portlandzement.

Über die Lieferung und Prüfung von Portlandzement sind von den preußischen Ministern der öffentlichen Arbeiten und für Handel und Gewerbe Normen aufgestellt (28. Juli 1887 und 19. Februar 1902), welche die Begriffserklärung, die Verpackung und das Gewicht, die Bindezeit, die Volumbeständigkeit, die Feinheit der Mahlung, die Festigkeitsproben, die Zug- und Druckfestigkeit und die Herstellung des Normenmörtels behandeln.[1]) Hiernach ist mit Portlandzement ein solches Produkt zu bezeichnen, das durch Brennen einer innigen Mischung von kalk- und tonhaltigen Materialien als wesentlichsten Bestandteilen bis zur Sinterung und darauffolgender Verkleinerung bis zur Mehlfeinheit entstanden ist. Die Hauptbestandteile sind also Kalk 59—65%, Kieselsäure 20—26%, Tonerde und Eisenoxyd 7—14%, Alkalien, Magnesia bis 3% 2c. Die Verpackung erfolgt in der Regel in Normalfässern von 180 kg brutto und in halben Normalfässern von 90 kg brutto.

Je nach der Art der Verwendung kann der Portlandzement langsam oder rasch bindend verlangt werden. Langsam bindend sind solche Zemente, welche erst in 2 Stunden oder noch später abbinden. Zur genauen Ermittlung der Abbindezeit bedient man sich der Normalnadel von 300 g Gewicht und 1 qmm Querschnitt. Für unter Wasser auszuführende Betonkörper wird rasch bindender, für die meisten anderen und insbesondere für Eisenbetonarbeiten langsam bindender Portlandzement in Betracht kommen.

---

[1]) Ähnliche Vorschriften sind in Österreich und in der Schweiz erlassen.

Von großer Bedeutung ist die Volumbeständigkeit, für deren Prüfung ein auf einer Glasplatte hergestellter und entsprechend zu behandelnder Zementkuchen verwendet wird.

Die bindende Kraft des Portlandzements wird um so intensiver sein, je feiner die Mahlung ist. Der Grad derselben wird mit Hilfe eines Siebes von 900 Maschen auf das qcm nachgewiesen, auf welchem ein Rückstand von höchstens 10 % verbleiben darf.

Die Bindekraft ist durch eine Festigkeitsprüfung einer Mischung von 1 Gewichtsteil Zement und 3 Gewichtsteilen Normalsand an Probekörpern zu bestimmen, welche für Zerreißproben an der Bruchfläche 5, für Druckproben (in Würfelgestalt) 50 qcm Querschnitt besitzen sollen. Hierbei soll langsam bindender Portlandzement nach 28 Tagen Erhärtung — 1 Tag an der Luft, 27 Tage unter Wasser — eine Mindestzugfestigkeit von 16 und eine Mindestdruckfestigkeit von 160 kg/qcm aufweisen.[1]) Die Zug- und Druckproben sind nach bestimmten Vorschriften anzufertigen und durchzuführen. Die Prüfung des Zements wird noch durch die Prüfung des Betons ergänzt, welche mit der vom Deutschen Beton-Verein angenommenen Betonprüfungsmaschine, Bauart Martens, durchgeführt wird. —

5. Die Herstellung des Betons.

Der verwendete Sand und Kies oder Schotter muß die Gewähr für eine feste Verkittung durch den Zement bieten. Die Reinheit dieser Materialien ist daher von größter Bedeutung und muß unter Umständen durch Waschen hergestellt werden. Der Sand soll tunlichst scharfkantig und in feineren und gröberen Körnern gemischt sein. Das Waschen desselben kann dann schädlich wirken, wenn durch das Wegspülen der feineren Teile die Dichtigkeit des Betons vermindert wird. Selbst lehmige Beimengungen müssen die Festigkeit nicht immer vermindern; daher wird die Brauchbarkeit eines Sandes nicht durch den Augenschein, sondern durch die Festigkeitsprobe klar und unzweifelhaft erwiesen werden.

Das zur Betonbereitung verwendete Steinmaterial besteht aus Flußgeschiebe oder Schlägelschotter. Ersteres ist wegen der glatten Oberfläche oft ungünstig, während beim Steinschlag die rauhen Oberflächen eine innige Verkittung herbeiführen. Die endgültige Entscheidung kann auch hier nur der Festigkeitsversuch in jedem Einzelfall bringen.[2]) Die Maximalgröße der Steine, welche zugelassen werden dürfen, hängt von den Abmessungen des Bauteils und von der Dichtigkeit ab, welche derselbe besitzen soll. Die Menge des Sandes

---

[1]) Die Größe der Probekörper ist auf die erhaltenen Festigkeitszahlen von wesentlichem Einfluß, weshalb die Querschnitte vorgeschrieben sind. Die mittleren Festigkeiten des Eisenportlandzements betrugen nach den Untersuchungen i. J. 1902 auf Zug 22,5, auf Druck 224,9 kg/qcm bei 28tägiger Wasserlagerung, und 27,5, bezw. 234,4 kg/qcm bei 28tägiger Luftlagerung, Mischung 1 : 3.

[2]) Nach Versuchen Bachs hatte Beton aus Kalksteinschotter einen größeren Elastizitätsmodul als Beton aus Donaukies bei gleichem Mischungsverhältnis.

muß so bemessen sein, daß die Zwischenräume des Schotters vollständig ausgefüllt werden.

Der Bedarf an Zement hängt in gleicher Weise von den Hohlräumen ab, welche zwischen den Sandkörnern vorhanden sind. Je intensiver die Zwischenräume ausgefüllt sind, desto geringer ist die Porosität der Betonmasse und deren Durchlässigkeit. Hiermit wächst gleichzeitig die Festigkeit des Konkrets. Dieselbe wird im allgemeinen am größten, wenn die Masse Mörtelstruktur besitzt. Das Mischungsverhältnis schwankt in der Regel zwischen 1 : 3 bis 1 : 6 (1 Raumteil Zement, 3 bis 6 Raumteile Sand und Kies), wobei als Norm gilt, daß dünne und stark beanspruchte Konstruktionsteile sowie die dem Eisen zunächst liegenden Schichten aus einer fetteren Mischung hergestellt werden. Bei schwachen Beanspruchungen und als Füllmasse kann vorteilhaft Schlackenbeton oder Bimsbeton dienen, deren spezifische Gewichte wegen der Leichtigkeit der Schlacke und des Bimssandes nur etwa die Hälfte von jenem des Kiesbetons ausmachen. Die üblichen Mischungsverhältnisse betragen bei den Monier-Konstruktionen 1 : 3 bis 4, beim System Melan 1 : 2 : 3 bis 1 : 3 : 6 (Zement, Sand, Schotter), bei Hennebique etwa 1 : 6, bei Reservoiren, Röhren 1 : 2. Hierbei entsprechen den Raummischungsverhältnissen 1 : 2 etwa 650 kg Zement auf 1 cbm Sand und Kies, 1 : 3 etwa 440 kg Zement, 1 : 4 rund 340 und 1 : 5 etwa 280 kg Zement auf 1 cbm Sand und Kies oder Schotter.

Die Mischung kann mit der Schaufel oder mit der Maschine hergestellt werden. Vorerst sind Zement und Sand trocken vollständig zu vermengen, woraus durch Berieselung mit Wasser eine erdfeuchte Masse entsteht. Dieser ist der am besten schon vorher benetzte Kies oder Schotter unter erneuter Mischung hinzuzufügen. Der Vorgang der Mischung muß rasch erfolgen und der fertige Beton sogleich an seine Verarbeitungsstelle gebracht werden. Hierbei ist darauf zu achten, daß eine Scheidung der feineren und gröberen Bestandteile vermieden wird. Das Stampfen des Betons erfolgt in Schichten von etwa 15 cm Höhe, bis sich an der Oberfläche Wasser zeigt. Die Menge des bei der Betonbereitung zu verwendenden Wassers richtet sich nach dem Betonzweck, wobei zu beachten ist, daß die Festigkeit mit vermehrtem Wasserzusatz abnimmt, die Adhäsion am Eisen dabei innerhalb bestimmter Grenzen größer wird. Auf das Stampfen ist besondere Sorgfalt, vornehmlich an den Schalungswänden und in der Nähe der Eiseneinlagen zu verwenden. Auch soll an diesen Stellen der mörtelartige Beton überwiegen. Wo die Stampfarbeit unmöglich ist, muß Gußbeton verwendet werden. Nach dem Einbringen kann das Abbinden und die Erhärtung der Masse erfolgen. Der chemische Prozeß, durch welchen diese erfolgt und der noch wenig aufgeklärt ist,[1]) erfordert Wasser, weshalb öftere Befeuchtung notwendig ist. Bei Frostwetter darf im allgemeinen nicht gearbeitet werden; auch ist bei Eintreten desselben

[1]) Von den preuß. Ministerien ist ein diesbezügliches Preisausschreiben erlassen worden.

genügender Schutz noch nicht vollständig erhärterter Betonkörper zu veranlassen. Die Zeit der Erhärtung hängt von der Dicke der Massen ab. Kleine Deckenplatten können nach drei, größere Decken, Stützen u. dergl. frühestens 14 Tage nach beendeter Stampfung ausgeschalt werden.[1])

Da die sachgemäße Herstellung des Stampfbetons von der größten Wichtigkeit für den Bestand einer derartigen Konstruktion ist, so sind vom Deutschen Beton-Verein „Vorschriften für die Verarbeitung und Prüfung von Stampfbeton" ausgearbeitet worden. —

6. Die Eigenschaften des Betons.

Eine der vorteilhaftesten Eigenschaften des Betons, welche sich aus der Herstellung desselben ergibt, ist die geradezu unbeschränkte Formungsfähigkeit, die ihn allen anderen Baustoffen überlegen macht. Bei Herstellungen über Wasser wird durch die Schalung (Holz, Blech, Formsteine) beim Einstampfen auf die leichteste Art die Form erzielt, welche beim Naturstein und Holz, sowie beim Eisen nur durch eine umständliche Bearbeitung, beim Kunststein durch einen kostspieligen Brennprozeß erreicht werden kann.

Bei dem chemischen Prozeß der Zementerhärtung, welcher durch eine Wärmeentwicklung äußerlich erkennbar ist, treten nicht unbeträchtliche Volumsveränderungen auf. Erfolgt die Erhärtung an der Luft, so hat der Beton das Bestreben, sich zusammenzuziehen, und zwar in um so höheren Maße, je fetter die Mischung ist. Die lineare Raumverminderung des reinen Zements beträgt 0,0015 bis 0,0020, die des Betons 0,0003 bis 0,0005. Die analoge Erscheinung ist bei dem unter Wasser erhärtenden Mörtel zu beobachten. Reine Zementkörper vergrößern ihre Abmessungen hierbei um 0,001 bis 0,002, während sich die Betone um 0,0002 bis 0,0005 ausdehnen. Auch der bereits vollständig erhärtete Zementmörtel zeigt unter dem Einfluß der Feuchtigkeit bedeutende Längenänderungen. So wurde von Considère an einem an der Luft erhärteten Zementprisma von 2 Jahren Alter eine Verlängerung um 0,00024 wahrgenommen, als dasselbe 3 Wochen im Wasser gelegen hatte, während ein anderes im Wasser erhärtetes, 15 Monate altes Mörtelprisma 1:3 nach 2monatlichem Lagern in trockener Luft sich um 0,00050 seiner Länge zusammengezogen hatte.[2]) Diese beträchtlichen Volumsveränderungen sind sehr unerwünschte Eigenschaften, da sie zur Bildung von Rissen leicht Veranlassung geben können, indessen durch das Armierungseisen vermindert oder ganz aufgehoben werden. Anderseits sind die Raumänderungen im allgemeinen um so geringer, je magerer der Beton ist. Da die Festigkeit aber mit vermindertem Zementzusatz abnimmt, so sind beide, Festigkeit und Raumbeständigkeit, einander bekämpfende Faktoren. Es wird daher

---

[1]) Siehe die Vorschriften des Kgl. preuß. Ministers d. öff. Arb. vom 16. April 1904.

[2]) Siehe Experimentaluntersuchungen über die Eigenschaften der Zement-Eisen-Konstruktionen von Armand Considère, Ing. en chef des Ponts et Chaussées, Paris, übersetzt von Blodnig, Wien.

zu empfehlen sein, zwischen denselben durch ein in der Praxis erprobtes Mischungsverhältnis einen Ausgleich zu schaffen.

Eine weitere Eigenschaft des Betons ist seine Porosität, die sich durch die Wasserdurchlässigkeit selbst bei großen Dicken erkennbar macht. Wenn die aus einer besseren Mischung hergestellte Wand (eines Reservoirs, einer Röhre) noch einer weiteren Abdichtung bedarf, so wird vorteilhaft eine dünne Schichte aus fettem Mörtel als Verputz an der Oberfläche aufgetragen werden. Beim Erhärten dieser Überzüge bilden sich in der Regel feine Schwindrisse (Haarrisse), die ohne Bedenken sind, weil sie nur wenig tief eindringen. Dieselben können jedoch beseitigt werden, indem der Beton mit Rohöl bestrichen wird, wodurch eine Art Kitt entsteht, welcher die Sprünge vollständig schließt und das Eindringen des Wassers durchaus verhindert.[1])

Die Volumsveränderungen beim Erhärten sind streng vom „Treiben" des Zements zu unterscheiden, welche Eigenschaft das Gefüge des Mörtels vollständig lockert, so daß er seine Festigkeit verliert. Ein „treibender" Zement ist für Stein- und Betonarbeiten untauglich.

Die Betonkörper folgen dem allgemeinen physikalischen Gesetze von der Ausdehnung und Zusammenziehung bei Temperaturzu- bezw. -abnahmen. Deshalb werden bei den hier zur Besprechung gelangenden Konstruktionen alle jene Vorkehrungen zu treffen sein, welche eine ungehinderte Bewegung verbürgen, genau in derselben Weise, wie sie für Eisenkonstruktionen erforderlich sind. Es werden also entsprechende Formen zu wählen oder Dilatationsfugen anzuwenden sein.

Das Gewicht des Zementmehles beträgt rund 1400 (ohne Poren 3100); das des Zementmörtels beträgt 1900 bis 2100, das des Betons aus Zement, Sand, Kies oder Schotter 2100 bis 2300, das des Schlacken- und Bimsbetons 1300 bis 800, das des Eisenbetons bei den höchsten Armierungen von 3 bis 4% etwa 2500 kg/cbm.[2])

7. Die Festigkeit und Elastizität.

Die Festigkeit und die elastischen Eigenschaften des erhärteten Betons haben mit jenen der natürlichen Steine große Ähnlichkeit. Wie bei diesen sind die Festigkeiten auf Druck, Zug und Abscherung voneinander und diese bei den einzelnen Betonsorten selbst außerordentlich verschieden. Zu den Einflüssen, welche die Festigkeit bestimmen, gehört in erster Linie das Mischungsverhältnis und die Güte des Zements, dann die Beschaffenheit von Sand und Schotter, wobei hartes, kantiges Material die Festigkeit erhöht, ferner die Art der Betonbereitung und Verarbeitung,

---

[1]) Mitteilung von Fritz Krull in „Prometheus".

[2]) Die ministeriellen Bestimmungen schreiben für die statischen Berechnungen 2400 kg/cbm vor, sofern nicht ein anderes Gewicht nachgewiesen wird. Weiteres über die Eigenschaften, die Prüfung und die Zusätze zum Portlandzement, über den Zementmörtel und Beton in „Der Portlandzement und seine Anwendungen", Berlin, 1905.

der Wasserzusatz, das Alter usw. Es ist noch nicht gelungen, den Zusammenhang all dieser Umstände mit der Festigkeit zahlenmäßig vorzuführen, zudem eine Reihe von Einflüssen teils nicht erforscht, teils ohne Beachtung

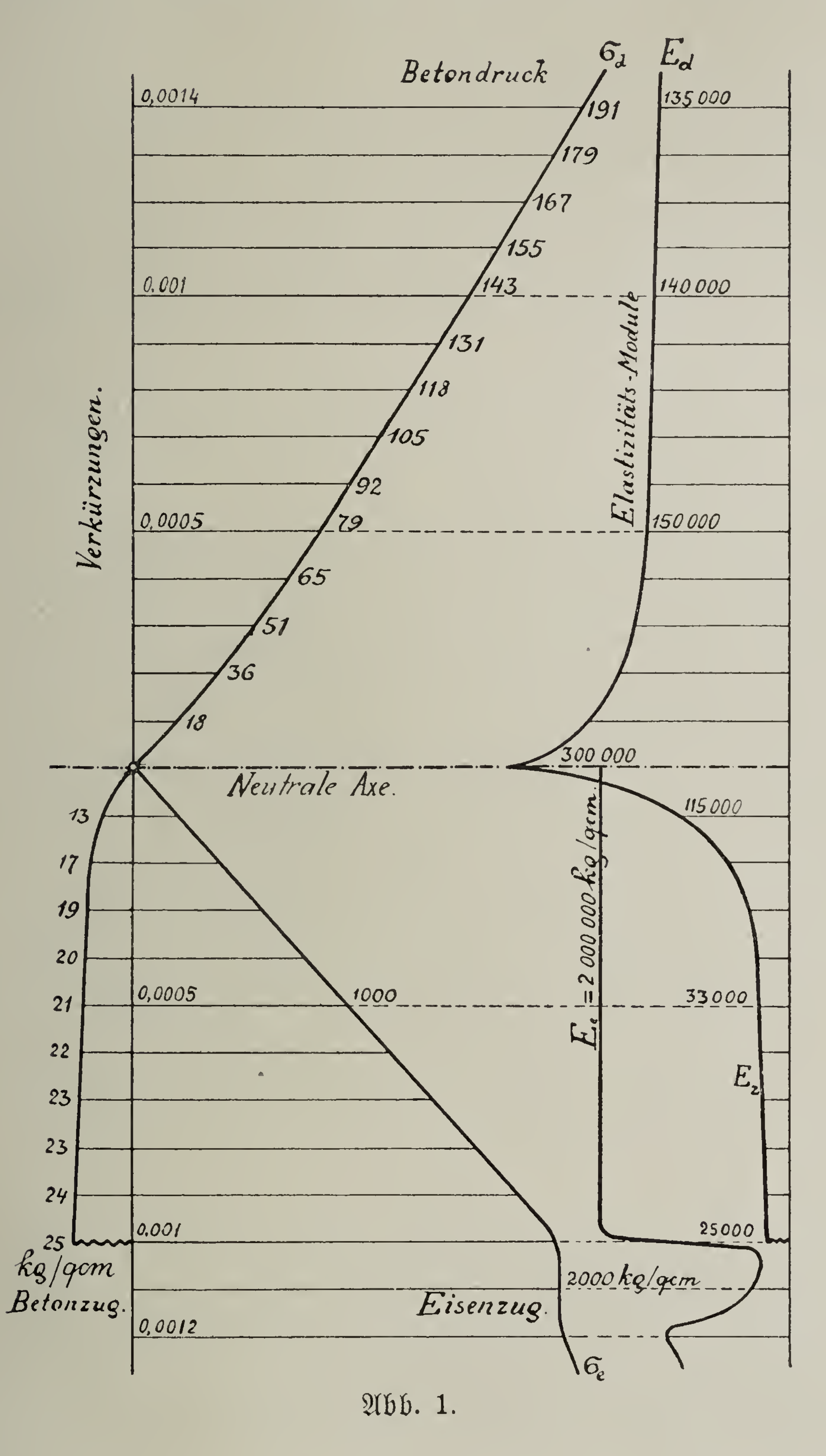


Abb. 1.

geblieben sind. Man kann daher keine allgemein gültigen Festigkeitszahlen für den Beton nennen, sondern für einen Beton besonderer Mischung, Zubereitung und bestimmten Alters nur Durchschnittswerte. Auch hierbei werden die Art der Erprobung, die Abmessungen der Versuchsstücke, der Weg des Experiments,

ob direkte Messung der Druck-, Zug-, Schubfestigkeit oder indirekte Ermittlung aus Biegeversuchen gewählt wird, eine große Rolle spielen. Die Zahl der die Festigkeiten bestimmenden Einflüsse ist also ganz unabsehbar. Die besten Werte für die Berechnung der Betonbauten wird man aus Erprobungen an Objekten gewinnen, welche mit den zu errichtenden Bauwerken im Material und tunlichst auch in der Größe übereinstimmen.

Aus den zahlreichen Erprobungen sind Mittelwerte gebildet worden, welche für Beton im Mischungsverhältnis 1 : 3 bis 1 : 2 : 4, nach 3 Monaten Erhärtungszeit eine Druckfestigkeit von 180 bis 250, eine Zugfestigkeit von $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ der Druckfestigkeit, also 15 bis 20 kg/qcm angeben. Indessen kommen auch Druckfestigkeiten bis 500 und mehr und Zugfestigkeiten bis 40 kg/qcm vor. Die Höhe der Schubfestigkeiten wird zwischen 20 und 35 kg/qcm anzunehmen sein.

Ebenso variabel wie die Festigkeiten sind die Elastizitätsverhältnisse des Betons. Dem Studium derselben haben sich eine Reihe von Forschern, wie Bauschinger, Tetmajer, Bach, Considère, der Gewölbeausschuß des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins in Wien u. a. gewidmet. Durch die Arbeiten wurde nachgewiesen, daß die Elastizitätsmaße des Betons auf Druck und Zug verschieden und daß sie innerhalb dieser Anstrengungen selbst wieder veränderlich sind, so zwar, daß die Elastizitätsmaße mit wachsenden Beanspruchungen abnehmen. Während dasselbe bei kleinen Pressungen zwischen 300 000 und 200 000 kg/qcm liegt, sinkt es bei höheren Spannungen auf 150 000 kg/qcm und noch weniger herab. In verstärktem Maße zeigt sich diese Abnahme bei Zuganstrengungen, wobei allerdings die elastischen Verhältnisse stark verschieden sind, je nachdem der Beton im armierten oder nichtarmierten Zustand einer Dehnung unterworfen wird. Während im Beginn der Zugspannung das Elastizitätsmaß 250 000 bis 200 000 kg/qcm (also fast ebensoviel wie beim Beginn der Pressungen) beträgt, nimmt er mit wachsender Zugkraft rasch ab, wobei beim nichtarmierten Beton plötzlicher Bruch, beim armierten aber zuvor eine auffallend große Dehnung eintritt.[1]) Die Abbildung 1 zeigt den Zusammenhang zwischen Beanspruchung und Längenänderung sowie die dazu gehörigen Elastizitätsmaße an einem typischen Beispiel.

---

[1]) Diese von Considère beobachtete Erscheinung wird neuerdings von Prof. Turneaure in Wisconsin sowie von Kleinlogel, Reg.-Bauf., in „Untersuchungen über die Dehnungsfähigkeit nicht armierten und armierten Betons“ auf Grund seiner Versuche bezweifelt. Näheres über Festigkeit und Elastizität des Betons in Bach: Elastizität und Festigkeit. — Wayß und Freytag: Der Betoneisenbau. — Dr. Saliger: Über die Festigkeit veränderlich elastischer Konstruktionen, insbesondere der Eisenbetonbauten, Tafel I. — Der Portlandzement und seine Anwendungen.

Tabelle I.

Festigkeiten und Elastizitäten in kg/qcm verschiedener Betone nach amerikanischen Versuchen.[1]

Mischung	Druckfestigkeit nach				Elastizität bei 70 bis 140 kg/qcm Druck nach			
	7 Tag.	1 Mon.	3 Mon.	6 Mon.	7 Tagen	1 Monat	3 Monat.	6 Monat.
1 : 1 : 3	112	193	235	301	97 000	134 000	150 000	189 000
1 : 2 : 4	98	168	203	259	95 000	102 000	151 000	181 000
1 : 2½ : 5	91	155	187	238		95 000	140 000	155 000
1 : 3 : 6	84	144	171	217		85 000	126 000	130 000
1 : 3½ : 7	77	132	154	196				
1 : 4 : 8	70	119	140	175				
1 : 5 : 10	56	94	105	133				
1 : 6 : 12	42	70	74	91				

Was die Festigkeit des Eisens anbelangt, so beträgt diese für Schweißeisen 3600, für Flußeisen 4000, für Stahl über 5000 kg/qcm, die bezüglichen Elastizitätsmaße sind 2 000 000, 2 150 000 und 2 200 000 kg/qcm, die Proportionalitätsgrenzen liegen bei 1600, 2200 und bei 3000 bis 4000 kg/qcm.[2] In Abb. 1 sind die Linien dargestellt, welche die Beziehungen für Schmiedeisen zum Ausdruck bringen. Von besonderer Bedeutung für die Eisenbetonkonstruktionen ist die Lage der Fließstrecke des Metalls, also jenes Spannungsstadiums, in welchem die Dehnung und Querzusammenziehung sehr groß werden.

8. Wesen und Wirkungsweise des Eisenbetons.

Wie in Abb. 1 besonders klar zum Ausdruck kommt, ist die Druckfestigkeit des Betons im Verhältnis zur Zugfestigkeit sehr bedeutend. Auch ist ersichtlich, daß (nach Considère) der mit Armierung versehene Beton bedeutende Dehnungen zu erleiden vermag, ohne zu zerreißen. Die Armierung verleiht also dem Beton die Fähigkeit sich zu strecken und daher noch mitzutragen in einem Stadium, in welchem der Beton für sich allein (ohne Armierung) schon aufgerissen wäre. Die Einbettung von Eisenstäben in der Zugzone hat demnach einen zweifachen Zweck: 1. Nimmt das Eisen einen aus den gegenseitigen Elastizitätsverhältnissen sich ergebenden Teil der Zugkräfte auf und 2. vermag der Beton für sich noch mehr oder besser, bei weiterer Dehnung, Zugspannungen auszuhalten. Betrachten wir z. B. einen nichtarmierten Balken aus Beton, so zerbricht derselbe bei einer Biegungsspannung von

[1]) Von Geo. A. Kimball at Watertown Arsenal 1899 an Würfeln von 30 cm Seitenlänge, entnommen einer Broschüre über Thacher Bars der Concrete-Steel Engineering Co. New York.

[2]) Versuchsresultate in Bach: Elastizität und Festigkeit.

48 kg/qcm[1]) aus dem Grunde, weil die Spannungen in der Zugzone hierbei eine Größe erreichen, bei welcher der Beton zerreißt (vielleicht 25 kg), während die Druckspannungen etwa 60 kg/qcm betragen, die kaum $^1/_3$ der Bruchfestigkeit darstellen. Werden nun in die Zugzone des Balkens Eisenstäbe eingelegt, dann übernehmen diese einen Anteil an den Zugspannungen; die Zugzone wird widerstandsfähiger; der Balken zerbricht erst bei weit höherer Belastung entweder infolge Zerreißens der Eisenstäbe oder Zermalmens des Betons. Die Biegungsfestigkeit steigt je nach Armierungsstärke und Betonqualität auf das 3- bis 5fache und mehr.[2])

Auch der Bruchwiderstand gegen Zerdrücken wird durch Armierung wesentlich erhöht. Der Dienst derselben ist wieder 1. ein direkter durch Aufnahme eines aus den Elastizitätsverhältnissen von Beton und Eisen sich ergebenden Teiles der Innenkräfte und 2. ein indirekter durch Verhinderung oder Verzögerung der Bildung von Gleitflächen oder Bruchkegeln, nach welchen die Zerstörung eines gedrückten Prismas zu erfolgen pflegt.[3])

Die indirekte Wirkung der Armierung äußert sich besonders markant in quer armierten oder spiral umschnürten Betonprismen, deren Bruchfestigkeit in überraschender Weise gesteigert wird.[4])

Die Vorbedingung für die erstaunliche Vermehrung der Widerstandsfähigkeit von auf Biegung oder Druck beanspruchten Konstruktionsteilen ist die Adhäsion oder das Haftvermögen (besser der Gleitwiderstand) des Eisens im Beton. Wäre die Haftkraft nicht vorhanden, dann müßte sich beim gebogenen Stabe das Eisen herausziehen, weil es nicht gezwungen würde, mit der umgebenden Masse die gleiche Formänderung zu vollführen. In gedrückten Prismen müßte die Armierung beim Fehlen der Adhäsion ohne Wirkung, d. h. ohne Beanspruchung bleiben, wenn die äußeren Kräfte nicht gerade unmittelbar auf die Eisenstäbe wirkten. Ein Eisenbetonstab ohne Adhäsion gleicht statisch einem aus Stehblech, Winkeln, Lamellen bestehenden Eisenbalken ohne Vernietung. Auf den gleichen Formänderungen der Verbundstoffe oder -Teile beruht das Wesen des Eisenbetons. Die Größe der Adhäsionskraft ist

---

[1]) Versuche von Hanisch und Spitzer, Wien, Beton 1 : 3, Alter über 90 Tage.

[2]) Versuche von Bauschinger, Bruchfestigkeit von Betonplatten mit 1 % Eisen 178, mit 1,45 % Eisen 265 kg/qcm. Hanisch und Spitzer 1,57 % 198 kg beim Anriß. Dänische Versuche 1,35 % 184 kg/qcm Bruch.

[3]) Druckversuche des II. Gewölbeausschusses des ö. I.- u. A.-V. mit Prismen 50 . 50 Querschnitt, 1,0 m Höhe, 1 % Armierung, Druckfestigkeit 277 kg/qcm; die gleichen Betonkörper ohne Armierung 125 kg/qcm. — Prof. Ing. Gary (techn. Hochschule Berlin): Säule 25 . 25 . 322, $4^1/_2$ % Eisen, Bruch bei 255 kg/qcm. — Siehe Emperger: Druckfestigkeit von Steinpfeilern und Gewölben. Z. d. ö. I.- u. A.-V. 1904, Nr. 12. — Saliger: Einfluß der Schubspannungen und der Armierung auf die Bruchgefahr, Z. f. A. u. I., Hannover 1904. V.

[4]) Mitteilungen von Sanders über Beton mit Querarmatur in B. u. E. 1903, 2. Heft. — Versuche von Considère an der Brücke von Ivry mit 2,5 % Längs- und 6 % Spiralarmierung, Bruchfestigkeit 700 kg/qcm. Ferner Saliger: Bruchfestigkeit des umschnürten Betons, Ö. W. f. d. ö. B. 1904 und Z. f. A. u. I. 1905, 1. Heft. —

für den Bestand der Konstruktion von größter Wichtigkeit. Sie wurde durch Versuche Bauschingers mit 45 kg/qcm Berührungsfläche gefunden. Sie hängt natürlich wesentlich vom Beton, seiner Zusammensetzung und besonders vom Wasserzusatz ab. Bei den für den Eisenbeton in Betracht kommenden Mischungen 1 : 3 bis 1 : 6 ergibt ein Wasserzusatz von 15 % für fette, von 10 % für magere Sorten die größten Werte, welche nach Versuchen von Wayß und Freytag zwischen 40 und 27 kg liegen.[1]) Längere Zeit bezweifelte man die von Bauschinger gefundene große Adhäsion, doch scheinen die Untersuchungen von Kleinlogel, welcher ähnliche Ergebnisse erzielt, ein Haftvermögen bis etwa 40 kg/qcm zu erweisen.[2]) Die erhaltenen Versuchswerte hängen natürlich ganz wesentlich von der Art der Erprobung ab. Nach Kenntnis der Adhäsionskräfte ist es nun Sache der Rechnung, die Größe der Berührungsflächen so zu bemessen, daß der erforderliche Sicherheitsgrad gegen das Herausziehen der Stäbe vorhanden oder, falls dies nicht möglich ist, durch Umbiegen an den Enden, Verdrehen von Stäben rechteckigen Querschnitts oder durch Anbringen besonderer Formen und Vorrichtungen (Thacher-Eisen, Ransome-Eisen, Aufnieten von Winkeln, System Klett; Bügel bei System Pohlmann) das Gleiten zu verhindern.

Was die Entfernung der Stäbe vom Rande anbetrifft, so muß diese so bemessen sein, daß genügender Schutz gegen äußere Einflüsse und sichere Umhüllung des Eisens gewährleistet ist. Als kleinster Abstand des Metalls von der Oberfläche wird ½ bis 1 cm und mehr anzunehmen sein, je nach der Stärke der Profile. Als Eiseneinlagen werden Rundeisen von 3 bis 40 mm und mehr Stärke, Quadrateisen, Flacheisen, kleine ⊥-, I-, S-Eisen, Normalprofile von I oder anderen Querschnitten, Eisenbahnschienen und sonstige für den Betoneisenbau erfundene gewalzte Eisen oder genietete Konstruktionen verwendet. Danach und nach der Anordnung und Verteilung des Eisens werden die zahlreichen Systeme, die meistens durch Patente geschützt sind, unterschieden. —

9. Die Feuersicherheit.

Eine wichtige und im Beginn der Entwicklung des Eisenbetons zweifelnd beantwortete Frage ist die nach dem Verhalten des Eisenbetons bei Temperaturdifferenzen. Nach den Versuchen Bonniceaus, Bauschingers und anderer dehnt sich Zementbeton bei 1° C. um 0,0000120 bis 0,0000145 im Mittel um $\frac{1}{75\,000}$, Schmiedeisen um 0,0000118 bis 0,0000124, im Mittel um $\frac{1}{82\,000}$

[1]) Siehe Wayß und Freytag, Der Betoneisenbau.

[2]) Beton und Eisen 1904, Heft 4, Mitteilungen Kleinlogels über Versuche an Balken mit rechnungsmäßiger Ermittlung der Haftkräfte nach den deutschen Normen. Auf diesem Wege erhält man wohl die besten Resultate für die Berechnung. — Schweizerische Bauzeitung 1905, über die Haftfestigkeit von Mörsch. — Bach, Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens, 1905. — Dr. v. Emperger, Die Rolle der Haftfestigkeit (Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, 3. Heft, 1905).

seiner Länge aus. Der Unterschied der Ausdehnungszahlen ist also geringfügig, und es besteht mit Rücksicht darauf kein Bedenken, daß sich der Zusammenhang zwischen Beton und Eisen lösen könnte. Selbstverständlich entstehen aber aus der Ungleichheit der Wärmedehnungskoeffizienten innere Spannungen, die jedoch auch bei sehr großen Erhitzungen nicht jene Höhe erlangen, wie sie beim Erhärten jeder Zement-Eisenkonstruktion stets vorkommen.[1]) Die Befürchtungen in dieser Richtung sind also vollständig unbegründet. Nun ist der Beton selbst ein schlechter Wärmeleiter und schützt das eingebettete Eisen vor Temperaturerhöhungen, bei welchen die Festigkeit desselben verloren geht. Diese Ansichten sind in der Praxis glänzend bewährt. So ist z. B. beim Brande der Fabrikgebäude der Coast Borax Company in Bayonne, New Jersy, der Gebäudekomplex, welcher aus Betoneisen besteht, trotz des gewaltigen Feuers intakt geblieben, während der Anbau aus Eisenkonstruktion vollständig zerstört wurde. Die Ummantelungen der Säulen mit Monierschutz haben sich besser bewährt als die Verkleidung mit Terrakotta. Ferner sei hier noch auf die Veröffentlichungen der Versuche der British Fire Prevention Committee und auf den i. J. 1903 stattgehabten internationalen Kongreß für Feuerschutz in London hingewiesen. Die Feuersicherheit des Eisenbetons ist des öfteren versuchsweise erprobt worden, so vom Stadtbauamt New York 1897 und neuerdings an Gitterträgern, System Visintini. Diese dünnwandigen Träger hatten bei der Probe eine Spannweite von 5 m, ein Eigengewicht von 160 kg/qm und waren mit 800 kg/qm belastet. Das Feuer entwickelte eine Hitze von 1000° C. Während des Brandes wurden die Balken mit kaltem Wasser begossen und nach der Abkühlung mit 1194 kg belastet, wobei 18 mm Einsenkung festzustellen war. Bei 1281 kg/qm erfolgte der Zusammenbruch der Konstruktion, die für 250 kg/qm Nutzlast diminsioniert und 8 Tage alt gewesen ist.[2]) Solcher Versuche sind mehrere durchgeführt. — Von Wichtigkeit ist jedoch, daß für den Beton nicht Steine verwendet werden, welche sich in der Hitze chemisch verändern, wie z. B. Kalkstein.

10. Das Rosten des Eisens.

Die Dauerhaftigkeit der Betoneisenkonstruktionen beruht wesentlich auf der Erhaltung der Armatur; ihr gefährlichster Feind ist aber der Rost. Früher wurde sehr häufig gegen die Verbindung des Eisens mit dem Beton eingewendet, daß ihre Haltbarkeit in Frage stehe, weil der poröse Beton kein wirksames Schutzmittel gegen die Oxydation des Metalls bilden könne. Indessen hat die Erfahrung gezeigt, daß die Gefahr der Rostbildung ziemlich

[1]) Siehe „Über die Festigkeit veränderl. el. Konstr., insbesondere von Eisenbetonbauten", Abschnitt Eigenspannungen. Danach vermindern Temperaturerhöhungen (bis etwa 300° C.) die Eigenspannungen.

[2]) Aus Beton und Eisen 1904, 4. Heft. — Siehe auch „Der Portlandzement und seine Anwendungen", Verhalten gegen hohe Hitze.

gering ist; es wird allerdings vorausgesetzt, daß die Mörtelmischung nicht magerer als im Verhältnis 1 : 3 bis 1 : 4 hergestellt werde, und daß der Beton nicht erdfeucht, sondern plastisch (weich, mit mehr Wasser, mörtelgerecht) zur Verarbeitung komme. In diesem Falle ist die Verrostung nicht zu befürchten, wie eine Reihe von Untersuchungen und Erprobungen an Monier-Konstruktionen, welche jahrelang der Witterung ausgesetzt waren, bewiesen haben. Im Jahre 1892 nahm Bauschinger eine Untersuchung an Bruchstücken von Monierplatten vor, welche 1887 geprüft worden waren und seit jener Zeit im Freien lagen. In dem Zeugnis Bauschingers heißt es: Von jenen Platten wurden mittels eines Hammers an verschiedenen Stellen die über den Drähten liegenden Betonschichten abgeschlagen. Dabei zeigte sich, daß der Beton immer nur an der vom Hammer zunächst getroffenen Stelle absprang, ein Zeichen, daß er an den darunterliegenden Drähten gut haftete. Die Drähte zeigten sich schon dicht neben den Bruchrändern rostfrei und ebenso natürlich im Innern. — Ähnliche Wahrnehmungen konnten an Behältern, Gewölben, Decken, Kanalisationsröhren usw. gemacht werden. Gegenwärtig ist der Zementanstrich als gutes Rostschutzmittel bei Trägern, Blechwänden, Kesseln in zahlreichem Gebrauch.

Die Rostsicherung gewährt den Eisenbeton-Konstruktionen einen großen Vorteil gegenüber den reinen Eisenkonstruktionen, da für die Erhaltung letzterer ohne Unterlaß gesorgt werden muß. Daher sind schon mehrfach bestehende Eisenbrücken mit Beton umhüllt worden, um sie den zerstörenden Einflüssen der Oxydation zu entziehen.

Es wäre aber verfehlt, mit Rücksicht auf die angeführten Fälle zu glauben, daß niemals schädliche Einwirkungen auf das umhüllte Eisen vorhanden sein könnten. So z. B. ist der in der Schlacke des im Hochbau häufig verwendeten Schlackenbetons enthaltene Schwefel ein gefährlicher Feind des Eisens, welches von ihm verzehrt wird. Doch ist diese Gefahr um so geringer, je fetter die Betonmischung ist. Auch dem sogenannten Eisen-Portlandzement wurde früher vorgeworfen, daß er das Eisen angreife; doch scheint ein Beweis dafür nicht erbracht zu sein.

Eine hinreichende Erklärung der Rostsicherheit des Eisens ist bisher noch nicht gegeben, doch dürfte eine chemische Verbindung, welche sich an der Berührungsfläche zwischen dem Metall und der Kieselsäure des Zements bildet, die Ursache sein.

11. Die Vorteile, Anwendungen und Nachteile des Eisenbetons.

Auf Grund der im vorangehenden auszugsweise dargestellten Eigenschaften des Eisenbetons lassen sich die Vorteile dieser Bauweise wie folgt zusammenfassen:

1. Der Eisenbeton gestattet die Herstellung monumentaler, architektonisch schöner, dauerhafter und feuersicherer Konstruktionen.

2. Die Erhaltungskosten sind wie beim Steinbau sehr gering, während bei reinen Eisenkonstruktionen für die Erhaltung eines guten Anstriches,

bei Holz gegen die Zerstörung durch Fäulnis, Schwamm und Insekten gesorgt werden muß.

3. Die Eisenbeton-Konstruktionen besitzen hohe Festigkeit und große Tragfähigkeit; daher können die Abmessungen klein sein.

4. Der Materialaufwand, das Eigengewicht und die Konstruktionshöhen sind verhältnismäßig gering.

5. Die Elastizität ist bedeutend, so daß ein Einsturz durch große Deformationen angezeigt wird.

6. Die Eisenbetonbauten sind in hygienischer Beziehung einwandfrei; sie eignen sich also besonders für Decken in Wohngebäuden, Schulen, Hospitälern u. dergl.

7. Die Herstellung erfordert weniger Zeit als bei den meisten übrigen Baumaterialien. Der Transport schwerer Lasten fällt fast ganz weg.

8. Die Eisenbeton-Konstruktionen sind billiger als die anderen Massivbauten.

9. Sie eignen sich zur Anwendung auf allen Gebieten des Bauwesens, also zur Herstellung der Fundamente, der Säulen und Stützen, Wände, Decken und Böden, Gewölbe und Kuppeln, Dächer und Treppen, Ummantelungen, sowie für den Bau ganzer Gebäude, insbesondere von Lager- und Geschäftshäusern, von Silos, ferner zur Herstellung von Brücken in gewölbter und gerader Form, von Durchlässen, Kanälen und Tunnels, von Stütz-, Futter- und Staumauern, von Uferverkleidungen, Buhnen, von Wasserreservoiren runder und quadratischer Form, von Gasbehältern und Kohlenbunkern, von Abortanlagen, transportablen Gefäßen, Röhren, Brunnen, Badeanstalten, Eiskellern und Dunggruben, endlich für Pfähle, Spundwände, Eisenbahnschwellen, Schornsteine, Leitungsmaste usw.

Ist sonach das Anwendungsgebiet des Eisenbetons ein unbegrenztes, so wird auch der Nachteile zu gedenken sein, welche gerade der Betonbauweise anhaften. Sie bestehen darin, daß fast alle jene Bedingungen, durch welche die Festigkeit und Dauerhaftigkeit bestimmt werden, während der kurzen Zeit der Bauausführung erfüllt werden müssen. Während beim Holz- und Eisenbau die Prüfung durch den Augenschein genügen kann, ist eine solche beim Beton ohne Abbruch unmöglich. Die Güte des Materials und der Herstellung ist im weitesten Maße von der Ehrlichkeit der ausführenden Organe abhängig. Auch bei der Projektierung ist größte Gewissenhaftigkeit und Einsicht erforderlich; sie soll bei größeren Objekten nur technisch und wissenschaftlich auf der Höhe stehenden Ingenieuren anvertraut werden.

II. Abschnitt.

Die statische Berechnung.

A. Rechnungswege und Vorschriften.

12. Die Theorien.

Der Zweck der Theorie ist die Erforschung der inneren Spannungen und auf Grund der Erkenntnis derselben die richtige Verteilung des Betons und der Eiseneinlagen, sowie die Bestimmung ihrer Abmessungen mittels der durch die Praxis und die Versuche gewonnenen Anhaltspunkte über die zulässigen Beanspruchungen der Materialien. Durch das Zusammenwirken der beiden Stoffe, welche sich mit Hilfe der Haftkräfte zu gemeinsamer Formänderung zwingen, wird eine statisch unbestimmte Konstruktion geschaffen, deren Spannungen mit den Gesetzen der Statik und Elastizität ermittelt werden können. Da sich aber der Zusammenhang zwischen Formänderung und Anstrengung, soweit der Beton in Frage kommt, durch genügend einfache mathematische Beziehungen nicht darstellen läßt (s. Abb. 1), so ist die Berechnung des Eisenbetons auf analytischem Wege außerordentlich umständlich.[1]) Eine wesentliche Vereinfachung wird erzielt, wenn man sich der Graphostatik bedient, um das Gleichgewicht und das statische Moment der inneren Kräfte in einem Querschnitt zu ermitteln.[2]) Abb. 2 zeigt einen rechteckigen Querschnitt, welcher im unteren Teile durch ein Rundeisen von verhältnismäßig kleinem Durchmesser armiert ist, so daß die in demselben auftretende Zugkraft $Z_e = f_e \sigma_e$ als Einzelkraft betrachtet werden kann, während sich die Betondruck- und Zugspannungen nach der Linie DOZ über den Betonquerschnitt AB verteilen. Es sei nun die Aufgabe gestellt, die Biegungsfestigkeit desselben bei verschieden starken Armierungen für den Zustand zu bestimmen, daß die Betonzugzone aufzureißen beginnt, was nach den Beobachtungen Con-

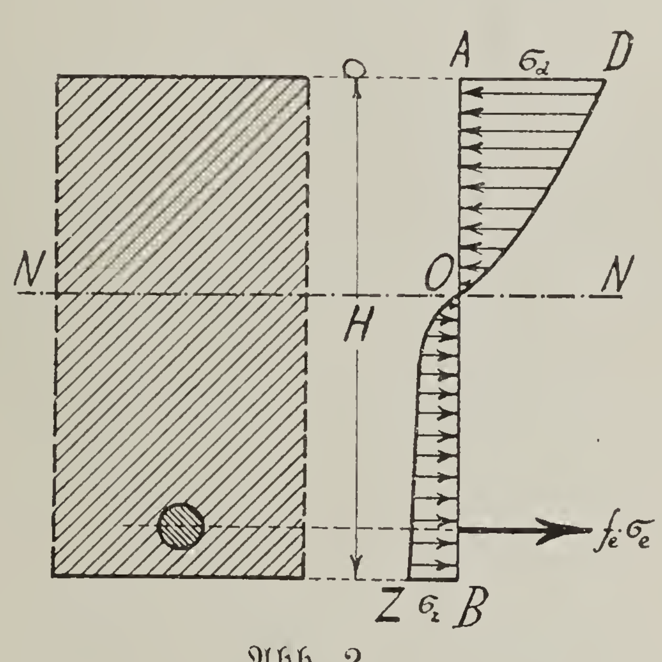


Abb. 2.

[1]) Berechnungen von Barkhausen, Z. f. A. u. J, Hannover; Haberkalt, Z. d. ö. J.- u. A.-V., Wien.

[2]) Siehe „Graphostatische Untersuchung der Beton- und Betoneisenträger", Doktor-Dissertation von P. Weiske (die berechneten Anriß- und Bruchspannungen sind hierin jedoch irrtümlich). — „Über die Festigkeit veränderlich elast. Konstruktionen etc." mit graphischer Behandlung der Druck-, Biegungs-, Schub- und Eigenspannungen vom Verfasser.

sidères dann der Fall ist, wenn das Eisen die Proportionalitätsgrenze erreicht. Es kann also angenommen werden, daß die Betonzugzone von der Nullinie NN bis zur Eiseneinlage intakt, unterhalb derselben aber zerrissen sei. Die Proportionalitätsgrenze des Eisens sei mit 2000 kg/qcm, der Abstand desselben vom unteren Rande mit $^1/_{10}$ der Höhe H vorausgesetzt.

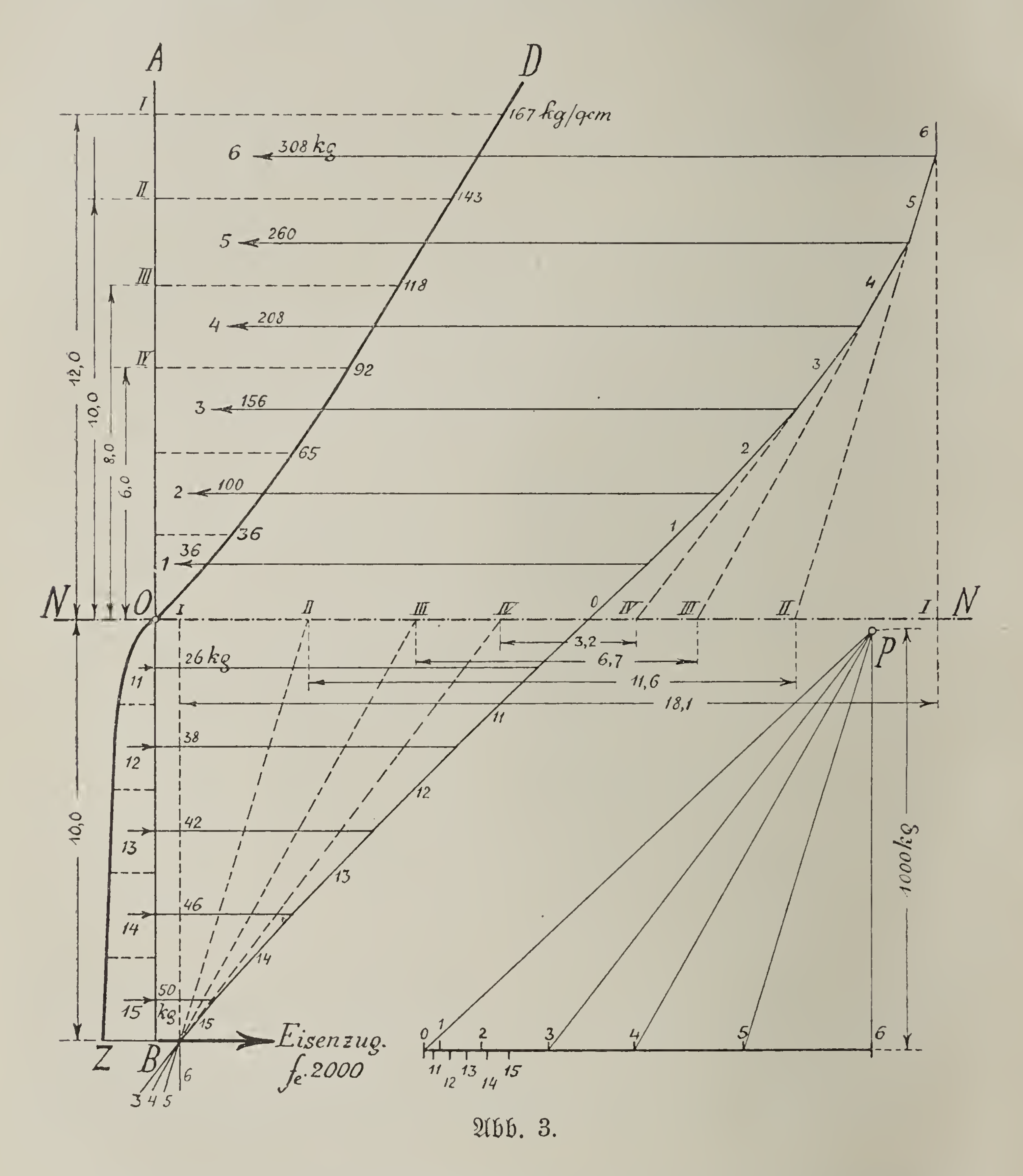


Abb. 3.

Wir tragen von der Querschnittslinie AB (Abb. 3) die Arbeitskurven des Betons OD und OZ (aus Abb. 1 entnommen) auf, teilen die Arbeitsflächen durch horizontale Geraden in Abschnitte, welche als Trapeze und Dreiecke aufgefaßt werden können, in deren Schwerpunkten horizontale Kräfte wirken, welche den Flächen proportional sind. Diese Kräfte 1, 2, ... 6 und 11, 12, ... 15 betragen auf 1 cm Breite 36, 100, ... 308 und 26, 38, ...

50 kg und sind im Kräfteplan auf der Wagerechten 6, 5, 4, 3, 2, 1, 0, 11, 12, 13, 14, 15 aufgetragen. Zu dem Krafteck mit dem Pole P wird ein Seileck 6, 5, 4, 3, 2, 1, 0, 11, 12, 13, 14, 15 gezeichnet. Daraus ergibt sich für eine Betonpressung $\sigma_d = 167$ kg/qcm eine Entfernung der Endseilstrahlen $y = 18{,}1$ cm, ein statisches Moment $M = 1000 \cdot 18{,}1 = 18\,100$ cmkg, eine Querschnittshöhe $H = \frac{10}{9} \cdot (10 + 12) = 24{,}4$ cm und eine Biegungsspannung

$$k = \frac{M}{\frac{1}{6} \cdot 1 \cdot H^2} = \frac{18\,100}{\frac{1}{6} \cdot 24{,}4^2} = 183 \text{ kg/qcm.}$$

Die hierbei vorhandene Eisenzugkraft ist im Kräfteplan durch die Strecke 15 — 6 ausgedrückt und beträgt $Z_e = 866$ kg. Da aber $Z_e = f_e \cdot \sigma_e = f_e \cdot 2000$, so ist $f_e = \frac{866}{2000} = 0{,}433$ qcm oder 1,77 % des $H = 24{,}4$ cm hohen und 1 cm breiten Betonquerschnitts. In gleicher Weise ergeben sich für die maximalen Betonpressungen $\sigma_d = 143$, 118 und 92 die Biegungsspannungen und Armierungsstärken. Die folgende Tabelle gibt die abgerundeten Werte von 1/4 zu 1/4 % Eisen.

Eisenprozentsatz . . .	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	1	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{4}$	2	$2\frac{1}{4}$	$2\frac{1}{2}$
Betonpressung	92	104	117	129	142	154	167	179	192	204
Biegungsspannung im Anrißzustande . . .	61	81	101	121	142	162	183	203	224	244.

Die Bruchfestigkeiten liegen höher als die Biegungsspannungen im Anrißzustande (wie er nach Vorstehendem definiert ist). Die Spannungsverteilung wird wesentlich durch die Dehnungen des Eisens bedingt, die es nach Überschreiten der Proportionalitätsgrenze (Lage der Fließstrecke) erleidet. Ihre große Zunahme im Fließstadium verschiebt die Nullinie so beträchtlich, daß die Betonpressungen stark anwachsen und die Bruchgrenze erreichen müssen.[1]) Die Biegungsfestigkeit einer Betonplatte wird daher auf das 1½ bis 2fache der Biegungsspannungen im Anrißzustande zu schätzen sein, je nachdem die Eisenfestigkeit voll oder nur teilweise ausgenützt werden kann, was von der Betonfestigkeit, bezw. von der Eisenmenge abhängt. Danach würde die Festigkeit einer Betonplatte mit ½ % Eisen 120 bis 160, mit 1 % Eisen 180 bis 240, mit 1½ % Eisen 240 bis 320 kg/qcm betragen müssen, was mit den Versuchen übereinstimmt (Angenommene Zerreißfestigkeit 4000 kg/qcm).[2]) —

Von den Bruchfestigkeiten, deren Feststellung natürlich am sichersten aus Bruchversuchen möglich ist, läßt sich mit dem geforderten Sicherheitsgrad die zulässige Biegungsspannung, Beton- und Eisenbeanspruchung ermitteln. Dieser Weg gibt aber die in einer normal belasteten Konstruktion auftretenden Spannungen deshalb nicht an, weil eine Reihe von Umständen außer Betracht

[1]) Ausführliche graphostatische Untersuchung einer Hennebique-Decke in „Über die Festigkeit veränderlich elastischer Konstruktionen 2c."

[2]) Eine gleich wichtige Rolle bezüglich der Bruchfestigkeiten spielen die Schubfestigkeit des Betons sowie der Gleitwiderstand des eingebetteten Eisens, so daß vier Möglichkeiten für die Zerstörung eines Eisenbetonbalkens vorhanden sind.

blieben, die die Anstrengungen wesentlich beeinflussen. Hierher gehören (außer der verschiedenen Beschaffenheit des Betons) die beim Erhärten entstehenden Anfangsspannungen aus den Volumsveränderungen, die Eigenspannungen aus Temperaturdifferenzen, die örtlichen Querschnittsverbiegungen durch die anderselastischen Eisenstäbe, die verschiedenen Elastizitätsgrade (elastische und bleibende Formänderungen) des Betons und Eisens usw. Die Berücksichtigung all dieser Umstände ist theoretisch wohl unmöglich. Daher liegt es auch nicht in unserer Macht, die wirklich vorhandenen Spannungen zu ermitteln. Da die Kenntnis dieser vom wissenschaftlichen Standpunkt zwar erwünscht, für die Praxis aber ohne Belang ist, so bedient man sich in derselben mehr oder weniger guter Näherungsrechnungen, deren Brauchbarkeit durch die Bruchversuche und die Praxis erwiesen worden ist.

Die Näherungsverfahren bestehen darin, die Arbeitskurven des Betons durch bestimmte einfache Linien, meistens Gerade, zu ersetzen und den der mathematischen Behandlung unzugänglichen und unbekannten Nebeneinflüssen durch entsprechende Wahl der zulässigen Beanspruchungen Rechnung zu tragen.

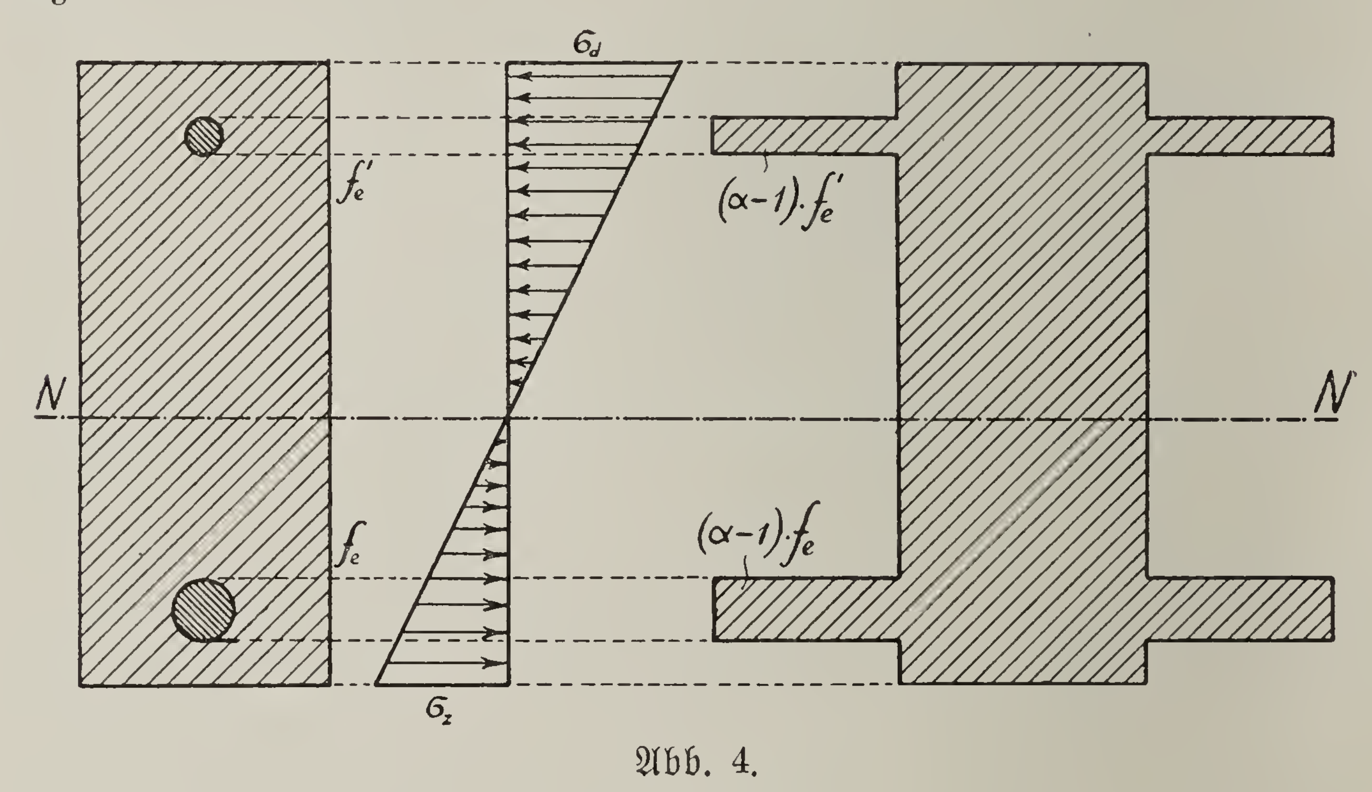


Abb. 4.

Die einfachste Annahme trifft Prof. Neumann in Brünn, welcher die Elastizitätsmodule für alle Druck- und Zugspannungen des Betons konstant wählt und den Eisenquerschnitt durch den αfachen Wert ersetzt, wobei $\alpha = \frac{E_e}{E_b}$ das Verhältnis der Elastizitätsmodule von Eisen und Beton ist (Abb. 4). Hierdurch ist die Aufgabe auf die Berechnung eines im allgemeinen unsymmetrischen homogenen Querschnittes zurückgeführt.

Prof. Melan in Prag vervollkommnete diese Methode, indem er für die Druck- und Zugzone je eine besondere Gerade (Abb. 5) einführte, d. h. die Elastizitätsmodule für Druck und Zug verschieden wählte.

Prof. Ostenfeld nimmt ebenfalls zwei verschiedene Elastizitäten an (Abb. 6), deren eine für die Druckzone und den in der Nähe der Nullinie liegenden Teil der Zugzone und deren zweite für den restlichen Teil der Zugzone gelten soll.

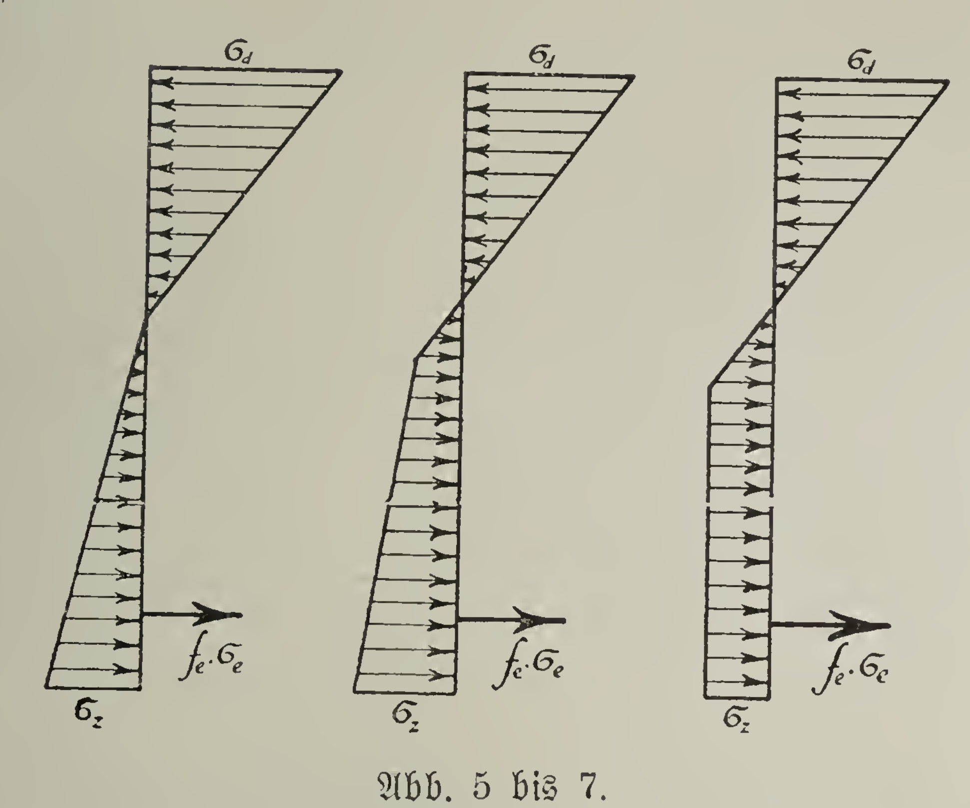


Abb. 5 bis 7.

Prof. Barkhausen vereinfachte die Annahmen Ostenfelds dahin (Abb. 7), daß der Elastizitätsmodul für die Zugzone von einer bestimmten Zugspannung an Null sei; die Zugspannungsfläche hat daher Trapezform. Diese Methode stimmt mit der theoretisch vorhandenen Spannungsverteilung (Abb. 2 und 3) gut überein.

Prof. Thullie in Lemberg berücksichtigt den verschiedenen Widerstand des Betons durch Einführung einer gebrochenen Formänderungslinie (Abb. 8) und Vernachlässigung der Zugspannungen, welche eine bestimmte Höhe überschreiten.

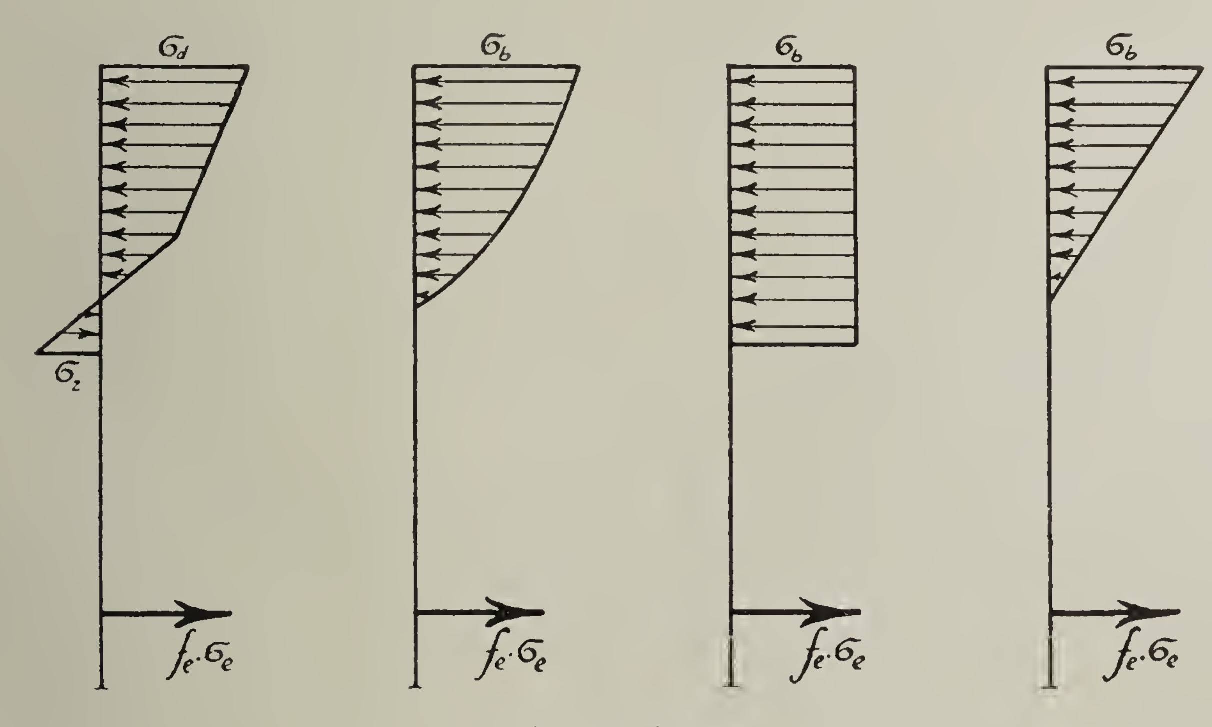


Abb. 8 bis 11.

Prof. Ritter drückt das elastische Verhalten des gedrückten Betons durch eine Parabel aus (Abb. 9) und nimmt die Zugspannungen des Betons nicht in Anspruch.

Der Sonderbarkeit halber wird hier auch die Hennebiquesche Methode erwähnt (Abb. 10), welche sich konstante Druckspannungen denkt und die statischen Grundgesetze über das Gleichgewicht der Kräfte mißachtet, daher ohne Wert ist.

Außer den hier erwähnten Rechnungsarten sind noch andere Methoden aufgestellt worden, die alle das Bestreben zeigen, die Spannungen genau oder einfach zu ermitteln. Unter ihnen hat die statisch allereinfachste den Sieg errungen, jene Methode, welche den Elastizitätsmodul für die Betondrücke konstant annimmt und den Zugspannungen als unverläßlich keine Berücksichtigung gewährt (Abb. 11). Diese Theorie fand durch die erlassenen amtlichen Bestimmungen (auch die des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten) Anerkennung und wird in der Praxis jetzt fast allgemein angewendet. Den folgenden Berechnungen soll daher nur diese zugrunde gelegt werden.

13. Auszug aus amtlichen Vorschriften zur statischen Berechnung des Eisenbetons.

a) Die in Preußen geltenden Bestimmungen für Hochbauten schreiben vor:

Eigengewicht des Betons einschließlich Eisen 2400 kg/cbm, andere Eigengewichte nach bekannten Einheitssätzen. Ermittlung der Biegungsmomente und Auflagerkräfte nach den statischen Regeln. Spannweite der Balken gleich der lichten Weite vermehrt um die Balkenhöhe. Stützweiten kontinuierlicher Träger von Mitte zu Mitte der Stützen, Größtmomente in den Feldmitten $^4/_5$ des Wertes bei frei aufliegenden Balken, sofern nicht andere Momente nachgewiesen werden. Momente an den Balkenenden Null, wenn keine besonderen Einspannvorrichtungen getroffen sind. Breite b bei Plattenbalken (s. Abb. 16 bis 19) höchstens $^1/_3$ der Balkenlänge. Bei Stützen Berücksichtigung einseitiger Belastung. Elastizitätsmaß des Betons $\alpha = \frac{E_e}{E_b} = 15$ mal kleiner als das des Eisens, Berechnung der inneren Spannungen für ebenbleibende Querschnitte, Aufnahme aller Zugkräfte durch Eisen. Nachweis der Schub- und Haftspannungen, wenn notwendig; erforderlichenfalls Schubarmierung. Berechnung der Stützen auf Knickung nach Euler, wenn ihre Höhe größer als die 18fache kleinste Querabmessung. Querverbände höchstens 30fachen Eisendurchmesser entfernt. Zulässige Spannungen für Beton bei Biegung $^1/_5$, bei Druck (in Stützen) $^1/_{10}$ der Bruchfestigkeit, Eisen 1200, Schub- und Haftspannung des Betons 4,5 kg/qcm. Belastungen: Bei mäßig erschütterten Bauteilen die wirklichen Lasten, bei stärkeren Erschütterungen und wechselnden Belastungen (Versammlungsraume, Fabriken) Eigengewicht + $1^1/_2$fache Nutzlast, bei starken

Stößen Eigengewicht + 2fache Nutzlast. Elastizitätsmaß des Mauerwerks $^1/_{25}$ vom Eisen, Druckspannungen das $1^1/_2$fache der sonst zulässigen, aber höchstens 15 % der Bruchfestigkeit.

b) Bestimmungen der österreichischen Eisenbahnbau-Direktion (für Eisenbahnobjekte):

Zulässige Spannungen für Martinflußeisen 750 + 4 l für alle Lichtweiten (l) auf Zug, 600 kg/qcm auf Abscherung, für Beton bis 2 m Lichtweite 35, bis 5 m 30, über 5 m 25 kg/qcm Druck und 6 kg/qcm Abscherung. Der Rechnungsgang ist nicht vorgeschrieben (!). Der Beton (1:3) soll 210 kg Druck- und 25 kg/qcm Zugfestigkeit nach 28 Tagen besitzen. Verarbeitung des Betons plastisch (weich). Ausschalung nach 4 bis 6 Wochen.

c) Bedingnisse des steiermärkischen Landesbauamtes.

Bei einer Mischung 300 kg Zement auf 1 cbm Beton 30 kg/qcm Druckbeanspruchung zulässig, Elastizitätsverhältnis wie oben $\alpha = 15$, Zugspannungen des Betons = 0. Nutzlasten für Brückenfahrbahnen 400, für Hochbaudecken 250 kg/qcm, allenfalls noch Einzellasten. Säulen sind entweder als Eisensäulen oder als Betonsäulen zu berechnen, Beanspruchung des Betons bei Säulen 25 bezw. 20 kg/qcm für ruhende oder bewegliche Lasten, umschnürter Beton 50 bezw. 40, Schub- und Haftspannungen 2,5 kg/qcm, Einsenkung bis $^1/_{1000}$ der Spannweite.

d) Normen des schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins.

Zulässige Anstrengungen der Betons auf Druck 35, auf Abscherung 4, des Eisens auf Zug 1000 bis 1200, auf Druck 700 kg/qcm, Betonzugspannungen vernachlässigt. Elastizitätsverhältnis $\alpha = 20$. Mindestens 300 kg Zement auf 1 cbm Beton, Minimaldruckfestigkeit 160 kg/qcm.

e) Italienische Vorschriften von Prof. Ing. Canevazzi und Ing. Marro.

Festigkeiten des Betons nach 28 Tagen 16 kg Zug, 150 kg/qcm Druck. Mindestens 300 kg Zement auf 1 cbm Betonbrei. Elastizitätsverhältnis $\alpha = 10$. Zulässige Beanspruchung des Betons auf Druck mit $^1/_5$ der Bruchfestigkeit, gewöhnlich 30 kg/qcm, Zugspannungen vernachlässigt. Eisenbeanspruchung auf Zug und Druck bis 1000, auf Abscherung 800. Größte Durchbiegung der Balken $^1/_{1000}$ der Spannweite.

f) Vorschriften in New York.

Das Mischungsverhältnis mindestens 1 : 2 : 4, oder 140 kg/qcm Betonfestigkeit. Elastizitätsverhältnis $\alpha = 12$, zulässige Spannungen für Beton 35, bei unmittelbarem Druck 25, auf Abscherung und Haft 3,5, für Eisen auf Zug 1120, auf Abscherung 700 kg/qcm. Betonzugspannungen nicht berücksichtigt.[1]

14. Allgemeines über die statische Berechnung.

Die in den folgenden Abschnitten gegebene Berechnung der Spannungen, Abmessungen usw. setzt die Kenntnis der in den Konstruktionsquerschnitten

[1]) Die Mehrzahl dieser Daten sind der Zeitschrift Beton und Eisen 1903 und 1904 entnommen.

wirkenden Biegungsmomente, der Axial- und Querkräfte voraus. Die Ermittlung dieser Größen für bekannte Belastungen hat nach den Gesetzen zu erfolgen, welche in der Lehre von der Statik und bei statisch unbestimmten Konstruktionen auch in der Lehre von der Elastizität enthalten sind.[1]) Infolge des monolithischen Charakters der Eisenbetonbauwerke und ihrer leichten Verbindung mit Mauern, Trägern, Säulen werden statisch bestimmte Konstruktionen selten sein. Die Berechnung der Biegungsmomente usw. wäre demnach meist sehr umständlich. Da aber der Grad der Verbindung mit anderen Konstruktionsteilen schwer festzustellen und die Elastizität des Betons sehr schwankend ist, trifft man in der Regel wesentlich vereinfachende Annahmen, welche zum Teil in den amtlichen Vorschriften näher bezeichnet sind. Bei gewissen Bauteilen (z. B. Treppen) wird der Rechnung kein allzuhoher Wert beizulegen sein, weshalb die Erprobung den Nachweis der Festigkeit zu erbringen hat. Im allgemeinen dürfen vereinfachende Annahmen nicht derart sein, daß die errechneten Kraftwirkungen kleiner als die wahrscheinlichen oder die bei genauer Untersuchung sich ergebenden sind.

B. Die Berechnung der Spannungen.

α. Beanspruchung auf Biegung.

15. Rechteckige Querschnitte mit Zugarmierung.

Unter der Annahme eines konstanten Elastizitätsmaßes für die Betonpressungen verteilen sich diese wie in einem homogenen Querschnitt, indem sie proportional den Entfernungen von der Nullinie oder neutralen Achse wachsen. Die in dem Querschnitt entstehenden Zugspannungen sind rechnungsmäßig dem Eisen aufzubürden; daher sind die Abmessungen und die Form der Betonzugzone, soweit Normalspannungen in Betracht kommen, gleichgültig. Es wird daher nicht die Dicke der Platte H (s. Abb. 12 und 13), sondern nur die Lage des Eisens eine Rolle spielen. Die Entfernung desselben vom Druckrande nennen wir die nutzbare Höhe h des Querschnittes. Die im oberen Querschnittsrande vorhandene Betonpressung werde mit σ_b, die über den kleinen Eisenquerschnitt f_e gleichmäßig verteilt gedachte Zugspannung mit σ_e bezeichnet. Da die Lage der Nullinie noch nicht bekannt ist, sei deren Abstand vom Druckrande mit x benannt. Zur Ermittlung dieser Größen bedienen wir uns der statischen Gleichgewichtsbedingungen. Nach denselben muß bei auf reine Biegung beanspruchten Querschnitten 1. Die Summe aller Normalkräfte Null und 2. Die Summe der statischen Momente gleich dem Biegungsmoment M sein.

[1]) Größere Werke darüber sind: Müller-Breslau: Statik der Baukonstruktionen. — Ders.: Die neuern Methoden der Festigkeitslehre. — Mehrtens: Vorlesungen über Statik d. Baukonstr. usw. Kleinere elementare Bücher sind: Lauenstein: Graphische Statik. — Vonderlin: Statik für Hoch- und Tiefbauer. — Zillich: Statik f. Baugewerkschulen und Baugewerksmeister (3 Teile) usw.

Die Summe der Druckspannungen ist bei der Querschnittsbreite b

$$D = b \cdot \sigma_b \cdot \frac{x}{2},$$

jene der Zugspannungen, da diese in entgegengesetzter Richtung wirken,

$$Z = - f_e \sigma_e.$$

Es ist also D + Z = 0 und daher

$$b \sigma_b \cdot \frac{x}{2} = f_e \sigma_e \quad \ldots \ldots \quad (a.)$$

σ_b und σ_e wachsen proportional ihren Abständen von der Nullinie; da aber das Eisen bei gleicher Längenänderung wie der Beton in demselben Verhältnis

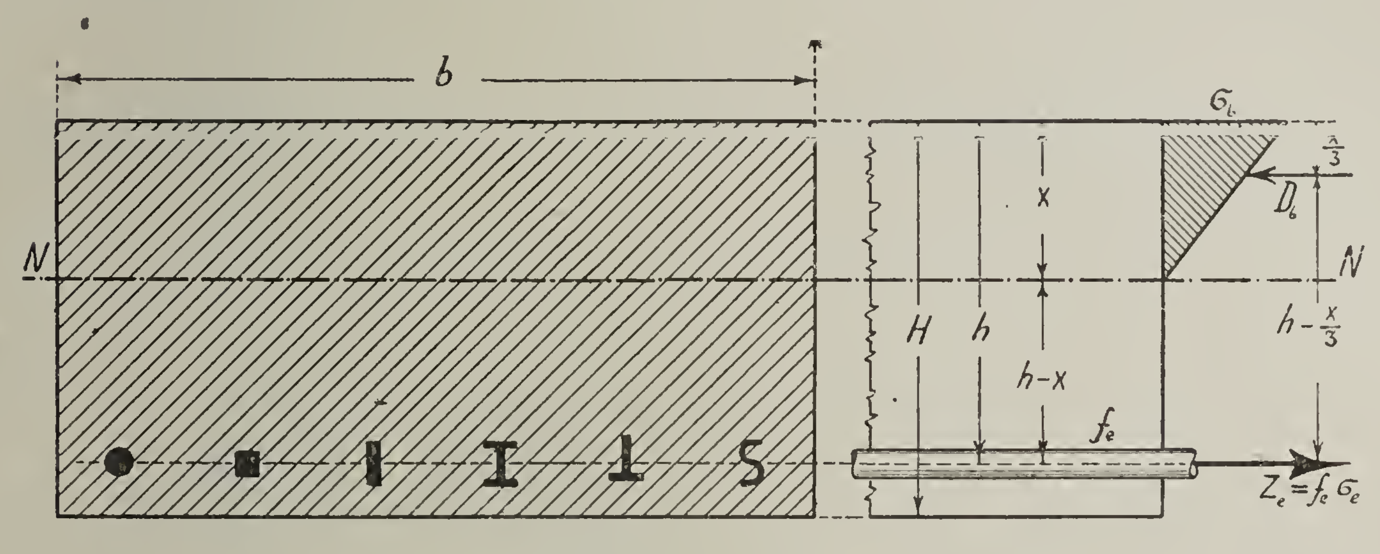


Abb. 12 und 13.

mehr Spannung erleidet, als dessen Elastizitätsmaß größer denn jenes des Betons ist, so können wir die Proportion bilden:

$$\sigma_b : x = \frac{\sigma_e}{\alpha} : (h - x) \quad \ldots \ldots \quad (b.)$$

hierin bedeutet α das Verhältnis der Elastizitätsmaße, also

$$\alpha = \frac{E_e}{E_b},$$

wenn E_e das Elastizitätsmaß des Eisens, E_b des Betons ist.

Aus Gl. b beträgt

$$\sigma_b = \frac{x \sigma_e}{\alpha \cdot (h - x)}.$$

Wird dieser Wert in Gl. a eingesetzt, so entsteht

$$b \cdot \frac{x \sigma_e}{\alpha \cdot (h - x)} \cdot \frac{x}{2} = f_e \cdot \sigma_e.$$

Diese Gleichung heißt geordnet:

$$x^2 + \frac{2 \alpha f_e}{b} \cdot x = \frac{2 \alpha f_e \cdot h}{b},$$

woraus

$$x = \frac{\alpha f_e}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b h}{\alpha f_e}} \right] \quad \ldots \ldots \quad (1.)$$

Hiermit ist die Lage der Nullinie bestimmt. Ihr Abstand hängt von den Querschnittsabmessungen und von der Größe der Eisenflächen ab.

Zur Ermittlung der Spannungen verwenden wir die zweite statische Gleichgewichtsbedingung. Beziehen wir das statische Moment auf den Schwerpunkt der Eiseneinlage, so ist dasselbe, da die Resultierende der Druckspannungen $\frac{x}{3}$ vom Rande liegt,

$$M = b\,\sigma_b \frac{x}{2} \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right), \text{ woraus}$$

$$\sigma_b = \frac{2\,M}{b\,x\left(h - \frac{x}{3}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.)$$

Wird das statische Moment auf die Resultierende der Druckspannungen bezogen, so ist

$$M = f_e\,\sigma_e \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right) \text{ und deshalb}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\left(h - \frac{x}{3}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.)$$

Nun sind noch die horizontalen Schubkräfte $\mathfrak{h}$, welche den Beton abzuscheren und die Eisenstäbe herauszuziehen suchen, zu berechnen. Nach den Gesetzen der Festigkeitslehre ist die horizontale Schubkraft in einem Balken von der Querkraft V abhängig. Ihre Größe auf die Längeneinheit ist der Quotient aus V und der Entfernung von Druck- und Zugmittelpunkt, also

$$\mathfrak{h} = \frac{V}{h - \frac{x}{3}} \quad \ldots\ldots \quad (c.)$$

Die Scherbeanspruchung des Betons auf die Flächeneinheit beträgt

$$\sigma_s = \frac{\mathfrak{h}}{b}$$

und nach Einsetzung von $\mathfrak{h}$ aus Gl. c.

$$\sigma_s = \frac{V}{b \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.)$$

Die Adhäsionsspannung der Eiseneinlagen, deren Gesamtumfang u ist, beträgt

$$\sigma_a = \frac{\mathfrak{h}}{u} \text{ oder}$$

$$\sigma_a = \frac{V}{u \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5.)$$

16. Rechteckige Querschnitte mit Zug- und Druckarmierung.

Die Druckspannungen werden vom Beton und der oberen Eiseneinlage, die Zugspannungen von der unteren Eiseneinlage aufgenommen. Die Querschnitte derselben seien f_e und f_e', die Spannungen σ_e und σ_e', ihre Abstände vom Druckrande h und h' (s. Abb. 14 und 15). Die Pressungen im Beton betragen $D_b = b\,\sigma_b \cdot \frac{x}{2}$, die im Eisen $D_e = f_e'\,\sigma_e'$, die Zuganstrengung der Armierung ist $Z = f_e\,\sigma_e$. Es gilt also die Gleichung:

$$b\,\sigma_b \frac{x}{2} + f_e'\,\sigma_e' = f_e\,\sigma_e \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (d.)$$

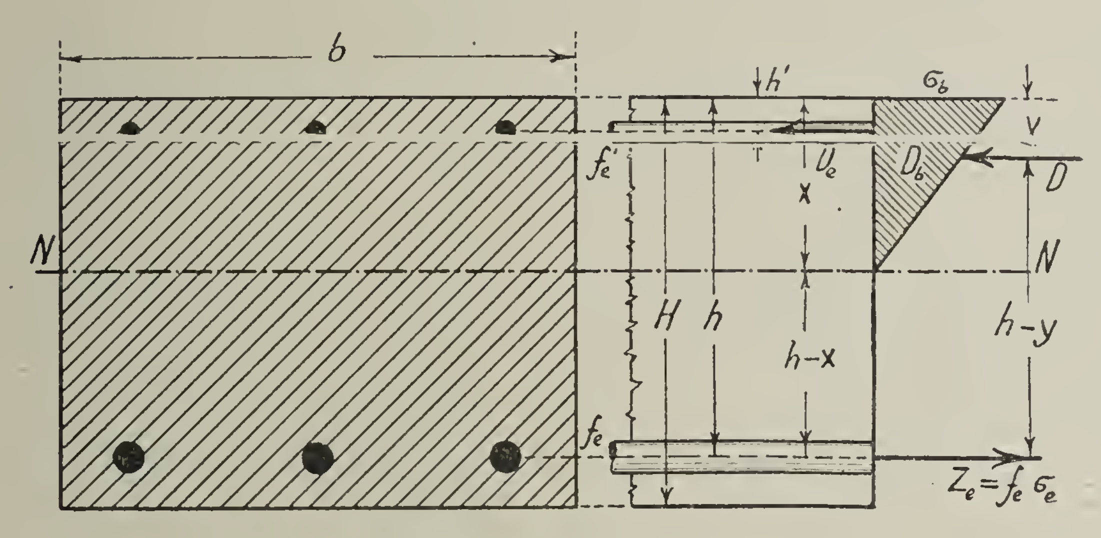


Abb. 14 und 15.

Die Beziehung zwischen σ_b, σ_e' und σ_e wird analog der Gl. b (Absatz 15) durch die Proportionen ausgedrückt:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_b : x &= \frac{\sigma_e}{\alpha} : (h - x) \\ \sigma_b : x &= \frac{\sigma_e'}{\alpha} : (x - h') \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad (e.)$$

Hieraus sind

$$\left.\begin{aligned} \sigma_e &= \alpha\,\sigma_b \cdot \frac{h - x}{x} \\ \sigma_e' &= \alpha\,\sigma_b \cdot \frac{x - h'}{x} \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8.)$$

Werden diese Werte in Gl. d eingeführt, so erhält man schließlich

$$x^2 + \frac{2\,\alpha\,(f_e + f_e')}{b} \cdot x = \frac{2\,\alpha\,(f_e\,h + f_e'\,h')}{b} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (6.)$$

Hieraus kann der Abstand der Nullinie berechnet werden. Er beträgt unter Einsetzung von

$$q = \frac{\alpha\,(f_e + f_e')}{b} \quad \text{und}$$

$$r = \frac{2\,\alpha\,(f_e\,h + f_e'\,h')}{b}$$

$$x = -\,q + \sqrt{r + q^2}.$$

Die Momentengleichung für den Schwerpunkt der Zug-Eiseneinlage lautet:

$$b\,\sigma_b \cdot \frac{x}{2} \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right) + f_e'\,\sigma_e'\,(h - h') = M.$$

Die Betonrandpressung ergibt sich daraus mit

$$\sigma_b = \frac{6\,M\,x}{b\,x^2\,(3\,h - x) + 6\,\alpha\,f_e'\,(x - h')\,(h - h')} \quad . \; . \; . \quad (7.)$$

Die Eisenbeanspruchungen σ_e und σ_e' sind dann aus Gl. 8 zu finden.

Die horizontale Schubkraft auf die Längeneinheit beträgt analog Gl. c (Absatz 15):

$$\mathfrak{h} = \frac{V}{h - y}.$$

Darin bedeutet y die Entfernung des Druckmittelpunktes vom oberen Rande. y ergibt sich aus dem statischen Moment der Druckkräfte in bezug auf den Druckrand.

$$b\,\sigma_b \cdot \frac{x}{2} \cdot \frac{x}{3} + f_e'\,\sigma_e' \,.\, h' = \left(b\,\sigma_b \cdot \frac{x}{2} + f_e'\,\sigma_e'\right) \,.\, y.$$

Drückt man σ_e' nach Gl. 8 durch σ_b aus, so entsteht:

$$\frac{b\,x^3 + 6\,\alpha\,f_e'\,h'\,(x - h')}{3} = [b\,x^2 + 2\,\alpha\,f_e'\,(x - h')] \,.\, y, \text{ woraus}$$

$$y = \frac{b\,x^3 + 6\,\alpha\,f_e'\,h'\,(x - h')}{3\,.\,[b\,x^2 + 2\,\alpha\,f_e'\,(x - h')]} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (9.)$$

Die Schubspannung im Beton ist

$$\sigma_s = \frac{\mathfrak{h}}{b} = \frac{V}{b\,.\,(h - y)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (10.)$$

Die Haftspannung der Zugarmierung berechnet sich mit

$$\sigma_a = \frac{V}{u\,.\,(h - y)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (11.)$$

Die Adhäsionsspannung σ_a' an der Druckarmierung muß sich entsprechend dem Verhältnis der Eisenspannungen σ_e' und σ_e gestalten:

$$\sigma_a' = \frac{\sigma_e'}{\sigma_e} \cdot \sigma_a.$$

Da aus Gl. 8

$$\frac{\sigma_e'}{\sigma_e} = \frac{x - h'}{h - x}, \text{ so wird}$$

$$\sigma_a' = \frac{x - h'}{h - x} \cdot \sigma_a \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (12.)$$

17. Rippenquerschnitte (Plattenbalken).

Bei den **T**-förmigen Querschnitten sind zwei verschieden zu behandelnde Fälle zu unterscheiden, je nachdem die Nullinie innerhalb der Platte oder unterhalb der Unterkante derselben (im Steg) liegt.

Im ersten Falle (s. Abb. 16 und 17) erfolgt die Ermittlung der Betonpressung, des Eisenzuges und der Adhäsionsspannungen wie für einen

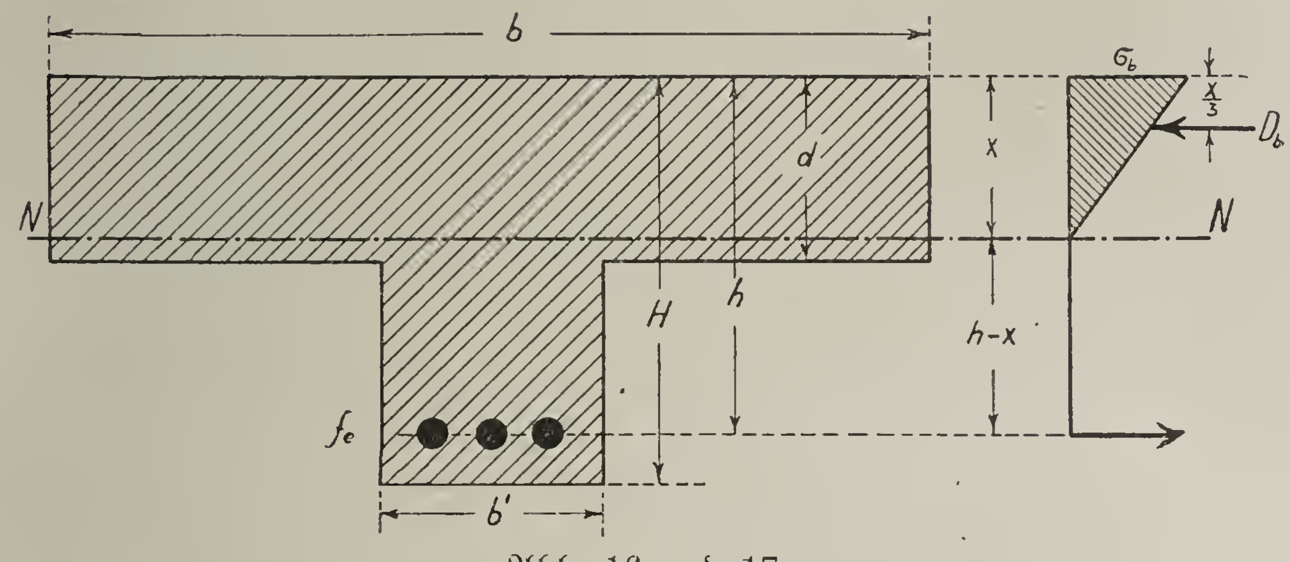


Abb. 16 und 17.

rechteckigen Querschnitt nach den Formeln 1, 2, 3 und 5. Die Schubbeanspruchungen des Betons erreichen im Steg ihren größten Wert, da die Betonbreite b' hier am kleinsten ist; sie betragen daher

$$\sigma_s = \frac{h}{b'} = \frac{V}{b' \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (13.)$$

Im zweiten Falle (s. Abb. 18 und 19) ist die Druckspannungsfläche ein Trapez, wenn die geringen Beanspruchungen des Steges vernachlässigt werden. Die Druckkräfte betragen

$$D_b = b\,\sigma_b \cdot \frac{x}{2} - b\,\sigma_b' \,\frac{x - d}{2}.$$

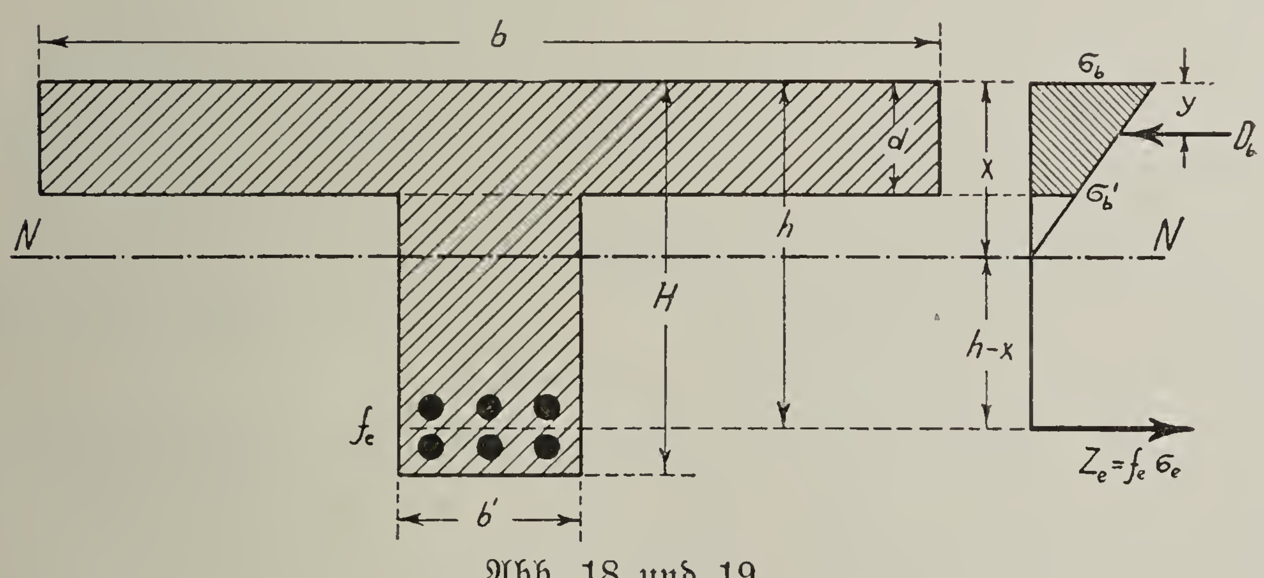


Abb. 18 und 19.

Zwischen σ_b und σ_b' besteht die Beziehung

$$\sigma_b : \sigma_b' = x : (x - d),$$

woraus

$$\sigma_b' = \sigma_b \cdot \frac{x - d}{x} \quad . \; . \; . \; . \quad (f.)$$

Es ist also

$$D = b\,d\,\sigma_b \cdot \frac{2x - d}{2x} \quad . \; . \; . \quad (g.)$$

Die Zugspannungen sind

$$Z = f_e\,\sigma_e.$$

Nach Gl. b. (Absatz 15) ist

$$\sigma_b = \frac{x\,\sigma_e}{\alpha\,(h - x)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (17.)$$

Da D = Z, so erhalten wir daraus die Lage der Nullinie

$$x = \frac{b\,d^2 + 2\,\alpha\,f_e\,h}{2\,(b\,d + \alpha\,f_e)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (14.)$$

Zur Bestimmung der Spannungen benötigen wir die Entfernung des Druckmittelpunktes von der Zugarmierung. Die Größe y ergibt sich aus dem statischen Moment der Druckkräfte in bezug auf den Druckrand, also aus der Gleichung:

$$b\,\sigma_b'\,d \cdot \frac{d}{2} + b\,(\sigma_b - \sigma_b')\,\frac{d}{2} \cdot \frac{d}{3} = D \,.\, y.$$

Nach Einsetzung der Werte für σ_b' und D aus den Gl. f und g entsteht

$$y = \frac{d\,(3x - 2d)}{3\,(2x - d)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (15.)$$

Das statische Moment der Innenkräfte in bezug auf den Druckmittelpunkt ist

$$M = f_e\,\sigma_e \,.\, (h - y),$$

woraus die Eisenspannung

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\,(h - y)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (16.)$$

Die Randpressung des Betons ergibt sich sodann aus Gl. 17.

Die Schubspannung im Beton ist analog Gl. 10 und 13.

$$\sigma_s = \frac{V}{b'\,(h - y)} \quad . \; . \quad (18.)$$

Die Adhäsionsspannung berechnet sich aus Gl. 11 mit y aus Gl. 15.

Abb. 20 und 21.

In gleicher Weise werden die Spannungen in Kastenquerschnitten (Siegwartbalken, Abb. 20 und 21) ermittelt. Die Eisenzugkraft wird im Schwerpunkt der Eiseneinlagen konzentriert gedacht. (S. auch die Formeln 19 bis 23.)

18. Getrennte Druck- und Zugquerschnitte (Gitter- und Bogenbalken).

Da die Höhenabmessung d des Druckquerschnitts solcher Balken (s. Abb. 22 und 23) in der Regel verhältnismäßig klein ist, so kann man sich die Druckspannungen über demselben gleichmäßig verteilt denken und die Eisenarmierung durch ihre α-fache Betonfläche ersetzen. Die Berechnung erfolgt dann nach den gewöhnlichen Formeln der Festigkeitslehre.

Die Obergurtfläche beträgt

$$F_o = b\,d + \alpha f_e' \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (h.)$$

Die Untergurtfläche

$$F_u = \alpha f_e \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (k.)$$

Die Lage der Nullinie x ergibt sich aus

$$F_u \cdot \left(h - \frac{d}{2}\right) = (F_o + F_u) \cdot \left(x - \frac{d}{2}\right)$$

mit

$$x = \frac{F_u}{F_o + F_u}\left(h - \frac{d}{2}\right) + \frac{d}{2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (19.)$$

Das statische Moment der Druckspannungen in bezug auf die Zugeiseneinlagen beträgt

$$F_o \cdot \sigma_b \cdot \left(h - \frac{d}{2}\right) = M,$$

und daraus die mittlere Pressung des Obergurts

$$\sigma_b = \frac{M}{F_o \cdot \left(h - \frac{d}{2}\right)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (20.)$$

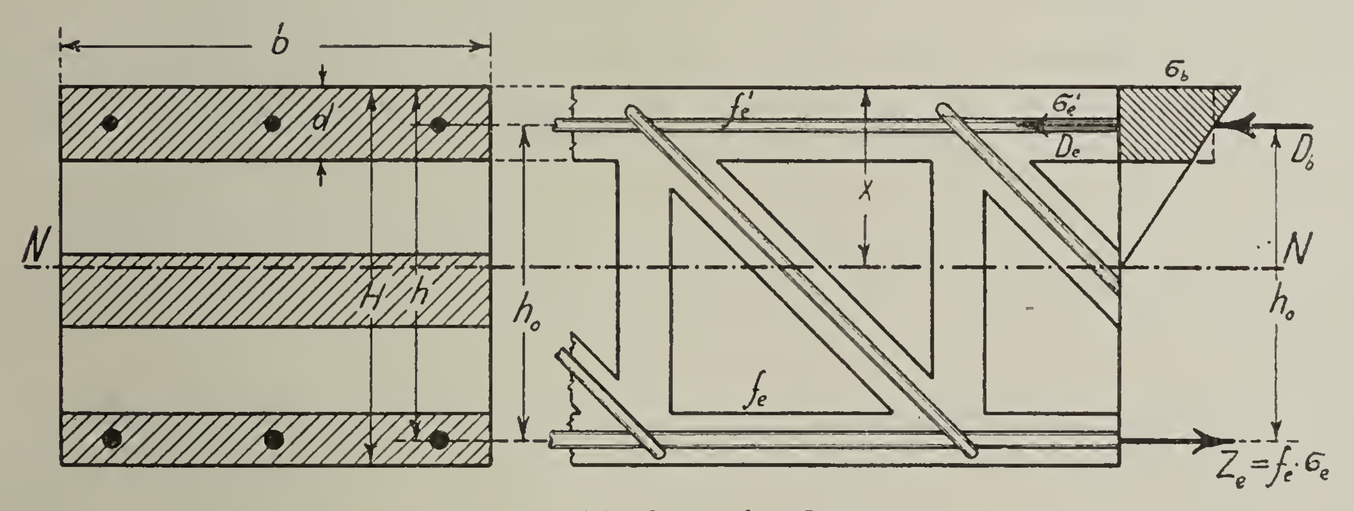


Abb. 22 und 23.

Die Spannung in der oberen Eiseneinlage ist

$$\sigma_e' = \alpha\,\sigma_b \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (21.)$$

jene in der unteren Armierung aus der Beziehung

$$\sigma_e' : \sigma_e = \left(x - \frac{d}{2}\right) : (h - x)$$

$$\left.\begin{aligned} \sigma_e &= \sigma_e' \cdot \frac{h - x}{x - \frac{d}{2}} = \alpha\, \sigma_b \cdot \frac{h - x}{x - \frac{d}{2}} \\ &\text{oder analog Gl. 20.} \\ \sigma_e &= \frac{M}{f_e \,.\left(h - \frac{d}{2}\right)}. \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (22.)$$

Diese Formeln können auch zur angenäherten Spannungsermittlung in T- und □-Querschnitten (Abb. 18 bis 21) dienen, wenn die Plattendicke d relativ klein ist.

Die Schubkraft auf die Längeneinheit ist dann

$$\mathfrak{h} = \frac{V}{h - \frac{d}{2}},$$

die maximale Scher- und Adhäsionsspannung des Betons beträgt sonach

$$\left.\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{V}{b'\left(h - \frac{d}{2}\right)} \\ \sigma_a &= \frac{V}{u \,.\left(h - \frac{d}{2}\right)} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (23.)$$

19. Die Bruchmomente.

Die Bestimmung der Bruchmomente wird insofern einer gewissen Unsicherheit begegnen, als sich die elastischen Verhältnisse des Betons und Eisens in der Nähe des Bruches bedeutend verändern und die Druckfestigkeit des Betons sehr variabel ist. Indessen haben die Versuche bewiesen, daß man aus den Formeln 1. u. f. die größten Werte von M angenähert erhält, wenn man für σ_b und σ_e die Bruchfestigkeiten einsetzt. Nimmt man für diese Wahrscheinlichkeitsrechnung $\sigma_b = 200$ und $\sigma_e = 4000$ kg/qcm an, so betragen die Bruchmomente:

a) für den rechteckigen Querschnitt mit Zugarmierung unter Benützung der Gl. 1 bis 3 (Absatz 15)

$$\left.\begin{aligned} M_b &= \frac{b\,x}{2}\left(h - \frac{x}{3}\right) . \,\sigma_b = 100\, b\, x \left(h - \frac{x}{3}\right) \\ M_e &= f_e \left(h - \frac{x}{3}\right) . \,\sigma_e = 4000\, f_e \left(h - \frac{x}{3}\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (24.)$$

b) für den rechteckigen Querschnitt mit Zug- und Druckarmierung unter Benützung der Gl. 6, 7 und 9

$$\left.\begin{aligned} M_b &= \frac{100}{3\,x} . \left[b\,x^2 (3\,h - x) + 6\,\alpha\, f_e' \,(x - h)\,(h - h')\right] \\ M_e &= 4000\, f_e \,(h - y) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (25.)$$

M_b wird wegen des indirekten Einflusses der Druckarmierung vielleicht noch höher einzuschätzen sein.

c) für Rippenquerschnitte (nach den Abb. 18 bis 23) unter Benützung der Gl. g, 14, 15 und 16 (Absatz 17)

$$\left.\begin{aligned} M_b &= 100\, b\, d\, (2x - d)\, (h - y) \\ M_e &= 4000\, f_e\, (h - y) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (26.)$$

Mit den Gl. h und k ergeben sich für Rippen- und verwandte Querschnitte mit relativ kleiner Plattenstärke d die weiteren, aus den Gl. 20 und 22 resultierenden Näherungswerte

$$\left.\begin{aligned} M_b &= 200\, F_o \left(h - \frac{d}{2}\right) \\ M_e &= 4000\, f_e \left(h - \frac{d}{2}\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (27.)$$

Die M_b sind jene Bruchmomente, die mit Rücksicht auf die Betonfestigkeit, die M_e die Werte, welche in bezug auf die Zerreißfestigkeit des Eisens berechnet sind. Das kleinere der beiden Biegungsmomente ist maßgebend und müßte den Bruch erzeugen.

Da das Verhältnis $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{4000}{200} = 20$ angenommen ist, so erhellt aus der Gleichung

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{\alpha\,(h - x)}{x}$$

mit dem üblichen $\alpha = 15$, daß für $x = \frac{3}{7}\, h$ beide Bruchmomente gleich sind. Ist $x > \frac{3}{7}\, h$, dann wäre M_b maßgebend, für $x < \frac{3}{7}\, h$ ist M_e das Bruchmoment; für rechteckige Balkenquerschnitte bildet daher eine Armierung von $\frac{1}{93}$ des Querschnitts die Grenze. Die dritte und vierte Bruchmöglichkeit ergibt sich aus den Scher- und Haftspannungen nach den Gl. 4, 5, 10, 11, 13, 18 und 23, aus welchen V mit bekannten Scher- und Haftfestigkeiten berechnet werden kann.

β) Beanspruchung auf Druck.

20. Reine Druckbeanspruchung.

Wenn eine Axialkraft N im gemeinsamen Schwerpunkt der Betonfläche und der α-fachen Eisenquerschnitte angreift, entstehen in beiden Stoffen je gleiche Spannungen. Ist die Betonfläche f_b, der Gesamteisenquerschnitt f_e, die in ersterer vorhandene Pressung σ_b, die Beanspruchung in letzterem σ_e, so beträgt

$$N = f_b\, \sigma_b + f_e\, \sigma_e.$$

Da aber

$$\sigma_e = \alpha\, \sigma_b, \quad \ldots\ldots \quad (28.)$$

so ist auch

$$N = \sigma_b \cdot (f_b + \alpha\, f_e) \quad \ldots\ldots \quad (1.)$$

woraus

$$\sigma_b = \frac{N}{f_b + \alpha f_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (29.)$$

Aus Gleichung 28 ergibt sich dann die Eisenanstrengung σ_e.

In langen Stützen ist außer der Zerdrückungsgefahr die Möglichkeit des Ausknickens in Betracht zu ziehen. Es ist daher zu untersuchen, ob der Querschnitt die notwendige Größe des Trägheitsmoments J besitzt. Nach der Eulerschen Formel soll sein:

$$J = s \cdot \frac{N l^2}{E \pi^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (30.)$$

Hierin bedeutet s den geforderten Sicherheitsgrad, l die Knicklänge, E das Elastizitätsmaß des Eisenbetons und $\pi = 3{,}14 \ldots$ Die Knicklänge hängt davon ab, wie die Enden befestigt sind. Ist die Säule unten eingespannt und oben vollständig frei, so ist $l = 2\,L$, unter L die Länge der Säule verstanden; dieser Fall kommt selten vor. Gewöhnlich kann die Stütze als an beiden Enden frei aufruhend betrachtet werden; hierbei ist $l = L$. Erfolgt an einem Ende Einspannung, am andern Achsenführung, so kann $l = \frac{2}{3} L$ gesetzt werden usw.

Zur Ermittlung von E dividieren wir Gl. 1 durch den Querschnitt $f = f_b + f_e$; wir erhalten

$$\frac{N}{f} = \sigma_b \left(\frac{f_b}{f} + \frac{\alpha f_e}{f}\right).$$

Wir setzen $\frac{N}{f} = k$ der Druckspannung der Eisenbetonstütze und $\frac{f_b}{f} = 1$; daher

$$k = \sigma_b \left(1 + \frac{\alpha f_e}{f}\right).$$

Wir bilden das Verhältnis

$$\frac{k}{\sigma_b} = 1 + \frac{\alpha f_e}{f}.$$

Im selben Verhältnis müssen die Elastizitätsmaße des Eisenbetons E und des Betons E_b stehen, weil deren Formänderungen gleich sind, also

$$\frac{E}{E_b} = \frac{k}{\sigma_b} = 1 + \frac{\alpha f_e}{f}. \quad \text{Demnach ist}$$

$$E = E_b \cdot \left(1 + \frac{\alpha f_e}{f}\right) = \frac{E_e}{\alpha}\left(1 + \frac{\alpha f_e}{f}\right) \quad \text{oder}$$

$$E = E_e \cdot \left(\frac{1}{\alpha} + \frac{f_e}{f}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (31.)$$

In gleicher Weise sind die Eisenstäbe auf ihre Knickfestigkeit zu untersuchen, bezw. die Entfernungen der Querverbindungen zu ermitteln.[1])

[1]) In Österreich und in der Schweiz wird die Berechnung auf Knickung meistens nach der Schwarz-Rankineschen oder nach der Tetmajerschen Formel durchgeführt.

21. Einseitige Belastung.

Eine einseitige Belastung liegt dann vor, wenn die Axialkraft N nicht durch den Schwerpunkt der Beton- und Eisenflächen hindurchgeht. Dadurch entstehen in beiden ungleichmäßig verteilte Spannungen. Solange jedoch keine Zugbeanspruchungen auftreten, ist die Aufgabe nach den gewöhnlichen Gesetzen der Festigkeitslehre über den exzentrischen Druck zu behandeln, wobei die Eisenflächen mit ihrem α (oder genau mit ihrem $\alpha - 1$)-fachen Werte in Rechnung zu stellen sind. Es sind also zuerst der Schwerpunkt des Betons einschließlich den α-fachen Eisenflächen, sodann das Widerstandsmoment W zu ermitteln und die Randspannungen nach der Beziehung zu berechnen:

$$\sigma_b = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (32.)$$

Hierin ist $F = f_b + \alpha f_e$ und M das Moment von N auf den Schwerpunkt bezogen. Die Spannungen im Eisen ergeben sich auf einfache Weise; doch ist ihre Ermittlung nicht erforderlich, weil sie höchstens $\alpha \sigma_b$ sein können.

Um zu beurteilen, ob im Querschnitt Zugspannungen auftreten, ist die Kenntnis des Kerns oder wenigstens der Kernpunkte erforderlich. Dieselben werden nach dem Vorangehenden wie in einem homogenen Querschnitt gefunden. Greift N außerhalb des Kernes an, dann wird ein Teil des Querschnitts auf Zug beansprucht, was sich auch aus Gl. 32 ergeben muß.

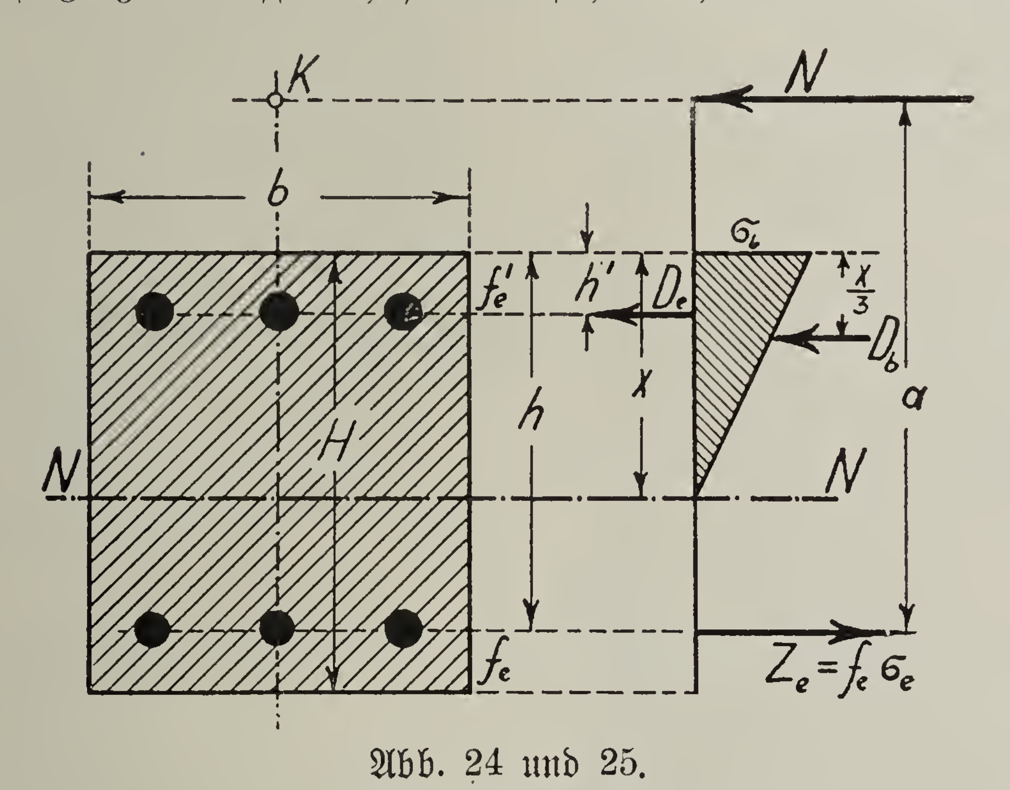


Abb. 24 und 25.

Da aber die Betonzugzone nicht in Rechnung gestellt werden darf, so tritt eine andere Spannungsverteilung auf, die im folgenden für den rechteckigen Querschnitt gefunden werden soll.

Die Anwendung der Eulerschen Knickformel auf Eisenbeton könnte auch in der Weise erfolgen, daß $E = \frac{E_e}{\alpha}$ und J unter Anrechnung der α-fachen Eisenflächen berechnet wird. Neuere Untersuchungen und Studien über das Problem der Knickung von Prof. Kirsch in Wien (Z. d. ö. I.- u. A.-V., Z. d. V. d. I., 1905).

Die Summe aller Normalspannungen muß der äußeren Normalkraft N gleich sein. Aus den Abb. 24 und 25 ergibt sich analog der Gl. d (Absatz 16)

$$N = b\sigma_b \frac{x}{2} + f_e'\sigma_e' - f_e\sigma_e.$$

Das Moment M der Normalkräfte beziehen wir auf die untere (Zug-) Eiseneinlage.

$$M = b\sigma_b \frac{x}{2} \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right) + f_e'\sigma_e' (h - h');$$

führt man die Werte für σ_e und σ_e' aus Gl. 8 in N und M ein, so ist

$$N = \sigma_b \cdot \left[\frac{bx}{2} + \alpha f_e' \cdot \frac{x - h'}{x} - \alpha f_e \frac{h - x}{x}\right] \quad . \; . \; . \quad (m.)$$

und

$$M = \sigma_b \cdot \left[\frac{bx\left(h - \frac{x}{3}\right)}{2} + \alpha f_e' \cdot \frac{(x - h')(h - h')}{x}\right] \quad . \; . \; . \quad (n.)$$

Da M = N . a (s. Abb. 25), so ist

$$\frac{M}{N} = a = \frac{bx^2\left(h - \frac{x}{3}\right) + 2\alpha f_e' (x - h')(h - h')}{bx^2 + 2\alpha f_e' (x - h') - 2\alpha f_e (h - x)}.$$

Durch Umformung und Ordnen entsteht die Gleichung:

$$x^3 + 3(a - h) \cdot x^2 + \frac{6\alpha}{b} \cdot [a(f_e + f_e') - (h - h') f_e'] \cdot x$$

$$= \frac{6\alpha}{b} \cdot [a(hf_e + h'f_e') - h'(h - h') f_e'] \quad . \; . \; . \; . \quad (33.)$$

Daraus kann die Lage der Nullinie gefunden werden; sie hängt außer den Querschnittsabmessungen nur von der Lage des Angriffspunktes der äußeren Normalkraft ab.

Die Betonrandpressung berechnet sich aus Gl. m oder n. Aus Gl. m ist

$$\sigma_b = \frac{2Nx}{bx^2 + 2\alpha \, . \, [f_e'(x - h') - f_e(h - x)]} \quad . \; . \; . \quad (34.)$$

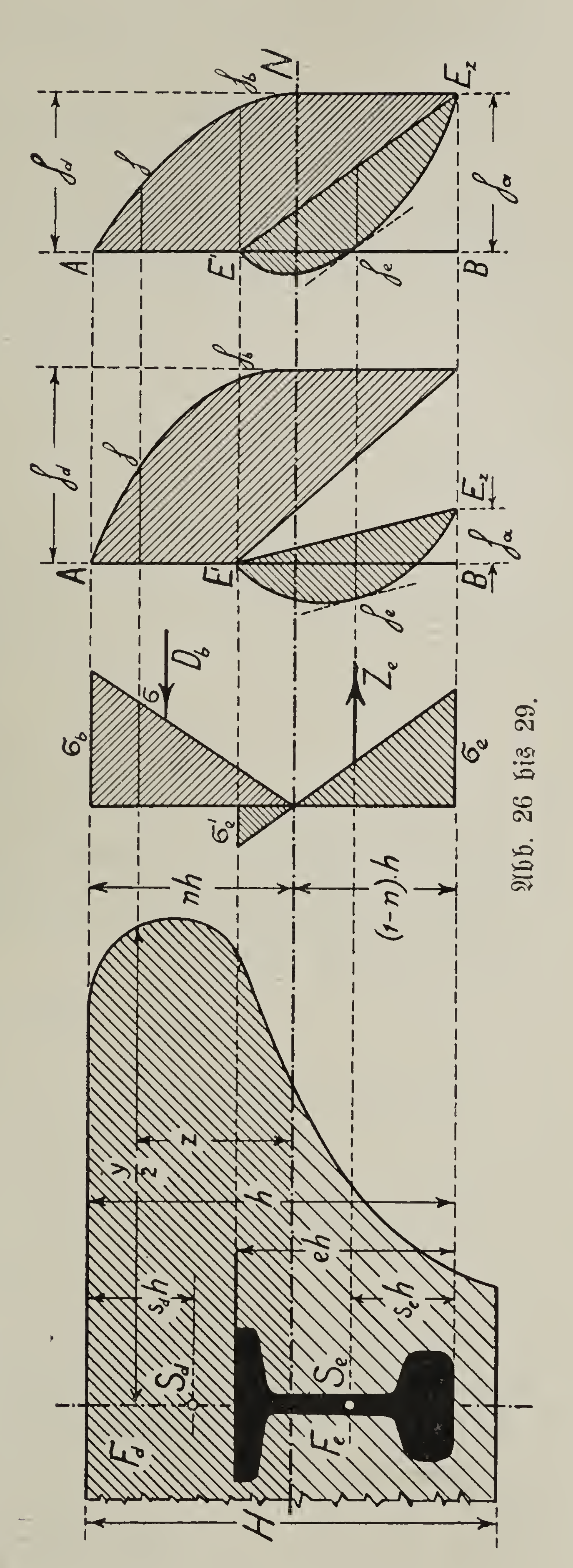
Die Eisenspannungen ergeben sich aus der Gl. 8, mit x aus Gl. 33.

C. Regeln zur Bestimmung der Abmessungen.

Die in den vorhergehenden Abschnitten dieses Buches aufgestellten Formeln 1 bis 34 eignen sich für die Ermittlung der Spannungen in einem gegebenen Bauwerk aus Eisenbeton, für welches die Belastungen, bezw. die Biegungsmomente, Quer- und Normalkräfte bekannt sind. Sie dienen also zur Prüfung, ob die durch die Vorschriften festgesetzten zulässigen Beanspruchungen nicht überschritten werden. Für die Bestimmung der Abmessungen der Beton- und Eisenquerschnitte, für die Planverfassung sind sie unbrauchbar, sofern man dieselben

nicht durch Probieren finden will. Es werden daher in diesem Abschnitt die Regeln aufzustellen sein, nach denen in einfacher Weise die einzelnen Querschnitte bemessen werden können.

22. Ableitung der allgemeinen Formeln.[1])



Wir denken uns einen Träger mit symmetrischem, sonst aber beliebigem Querschnitt (Abb. 26) und mit gerader Belastung, welche die Momente M sowie die Quer- und Normalkräfte V und N erzeugt. Durch M und N entstehen Normalspannungen, welche teils Pressungen, teils Dehnungen hervorrufen; nur dieser Fall soll hier behandelt werden, weil der bloß auf Druck beanspruchte Querschnitt durch die Formel 32 erledigt ist. Die Spannungsverteilung ist in der Abb. 27 dargestellt. Die Entfernung der Nulllinie NN vom Druckrande sei durch einen Bruchteil der nutzbaren Trägerhöhe h, also durch nh und in gleicher Weise die Lage des Schwerpunkts der Betondruckzone durch $s_d h$, jene des Eisenschwerpunktes durch $s_e h$ festgelegt. Die Randspannungen seien σ_b, σ_e und σ_e'. Zwischen diesen Größen besteht der Zusammenhang (s. Gl. e, Absatz 16):

$$\sigma_b : \sigma_e : \sigma_e' = nh : \alpha\,(1 - n)\,h : \alpha\,(1 - n - e)\,h.$$

Darin soll σ_b stets eine Pressung, σ_e stets einen Zug bezeichnen, während σ_e' Druck oder Zug sein kann, je nachdem $1 - n - e$ negativ oder positiv ist.

[1]) Mit Benützung von des Verfassers Abhandlung in „Beton und Eisen" 1904, 5. Heft, S. 301 u. f.

Aus der Proportion ergeben sich

$$\left.\begin{aligned}\sigma_e &= \frac{\alpha\,(1-n)}{n}\,\sigma_b\\ \sigma_e' &= \frac{\alpha\,(1-n-e)}{n}\,\sigma_b\end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ (101.)$$

a) Die Eisenarmierung besteht aus großen Profilen.

Die Randspannungen σ_e und σ'_e können aus einem Biegungsmoment M_e und einer im Schwerpunkt des Profils angreifenden Normalkraft Z_e entstanden gedacht werden (s. Abb. 27). Wenn Fläche und Wiederstandsmomente F_e und W_e, bezw. W_e' sind, so betragen

$$\left.\begin{aligned}\sigma_e &= \frac{Z_e}{F_e}+\frac{M_e}{W_e}\\ \sigma_e' &= \frac{Z_e}{F_e}-\frac{M_e}{W_e'}\end{aligned}\right\} \quad \ldots\ (a.)$$

Daraus ist

$$\sigma_e - \sigma_e' = M_e \cdot \left[\frac{1}{W_e}+\frac{1}{W_e'}\right] = M_e\,\frac{eh}{J_e}, \quad .\ (b.)$$

wobei J_e das Trägheitsmoment bedeutet. Aus den Gl. 101 ist

$$\sigma_e - \sigma_e' = \frac{\alpha e}{n}\cdot\sigma_b \quad \ldots\ (c.)$$

Aus Gl. b und c ergibt sich

$$M_e = \frac{\alpha J_e}{n h}\cdot\sigma_b \quad \ldots\ (d.)$$

Durch Addition der Gl. a erhält man

$$\sigma_e + \sigma_e' = \frac{2 Z_e}{F_e} + M_e \cdot \left[\frac{1}{W_e}-\frac{1}{W_e'}\right] = \frac{2 Z_e}{F_e} + M_e\,\frac{(2 s_e - e)h}{J_e} \quad .\ .\ (e.)$$

und aus den Gl. 101

$$\sigma_e + \sigma_e' = \frac{\alpha(2-2n-e)}{n}\cdot\sigma_b \quad .\ .\ (f.)$$

Die Gl. e und f liefern mit Hilfe der Gl. d

$$Z_e = \frac{(1-n-s_e)\,\alpha F_e}{n}\cdot\sigma_b \quad .\ .\ (g.)$$

Die Druckspannungen im Beton sind (s. Abb. 26 und 27):

$$D_b = \int y\,dz\,.\,\sigma = \frac{\sigma_b}{n h}\cdot\int y\,dz\,.\,z.$$

Der Integralwert stellt das statische Moment der Betondruckfläche F_d in bezug auf die Nullinie dar. Es ist also

$$\int y\,dz\,.\,z = F_d\,(n h - s_d h).$$

Demnach beträgt

$$D_b = \frac{(n - s_b)\,F_d}{n}\cdot\sigma_b \quad \ldots\ (h.)$$

Die Normalkraft ist $N = D_b - Z_e$;

$$N = [(n - s_d)\, F_d - (1 - n - s_e)\, \alpha F_e] \cdot \frac{\sigma_b}{n} \quad . \quad . \quad (102.)$$

Das statische Moment der Betonspannungen bezogen auf den Schwerpunkt des Eisenprofils ist

$$M_b = \int y\, dz\, \sigma \,.\, [z + (1 - n - s_e)\, h].$$

Nun ist aber

$$\sigma = \frac{z}{n\,h}\,\sigma_b, \quad \int y\, dz \,.\, z^2 = J', \quad \int y\, dz \,.\, z = F_d \,.\, (n - s_d)\, h,$$

weiter $J' = J_d + F_d \,.\, (n - s_d)^2 h^2$, unter J_d das Trägheitsmoment der Betondruckfläche F_d auf ihre Schwerachse verstanden; es ist also

$$M_b = [J_d + (n - s_d)\,(1 - s_e - s_d)\, h^2 \,.\, F_d] \,.\, \frac{\sigma_b}{n\,h} \quad . \quad . \quad . \quad (k.)$$

Das Biegungsmoment der äußeren Kräfte bezogen auf den Schwerpunkt des Eisens ist $M = M_e + M_b$, daher

$$M = \left[\frac{J_d}{h} + (n - s_d)\,(1 - s_e - s_d)\, h\, F_d + \frac{\alpha\, J_e}{h}\right] \cdot \frac{\sigma_b}{n} \quad . \quad . \quad (103.)$$

Zur Ermittlung der Schubkräfte im Beton bilden wir die Summe der Druckspannungen vom Druckrande bis zur Faser z (s. Abb. 26 und 27). Sie beträgt

$$S = \int_{n\,h}^{z} y\, dz \,.\, \sigma = \frac{\sigma_b}{n\,h} \cdot \int_{n\,h}^{z} y\, dz \,.\, z.$$

Der Spannungsunterschied gegen den um dx entfernten Nachbarquerschnitt ist dS, welcher die wagrechte Schubkraft in der Faser z auf die Länge dx darstellt. Die Größe der Schubkraft auf die Längeneinheit ist also

$$\mathfrak{h} = \frac{dS}{dx} = \frac{d\,\sigma_b}{n\,h \,.\, dx} \cdot \int_{n\,h}^{z} y\, dz \,.\, z.$$

Gl. 103 hat die Form $M = A' \,.\, \sigma_b$, woraus

$$\sigma_b = \frac{M}{A'}; \quad \frac{d\,\sigma_b}{dx} = \frac{1}{A'} \cdot \frac{dM}{dx} = \frac{1}{A'} \cdot V.$$

Es wird also

$$\mathfrak{h} = \frac{\int_{n\,h}^{z} y\, dz \,.\, z}{n\, A'} \cdot \frac{V}{h} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (l.)$$

Daraus kann die $\mathfrak{h}$-Fläche dargestellt werden (s. Abb. 28 und 29). Der größte Wert von $\mathfrak{h}$ tritt in der Nullinie auf und beträgt für die Integralgrenzen o und n h

$$\mathfrak{h}_d = \frac{(n - s_d) \,.\, F_d}{n\, A'} \cdot V \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (104.)$$

Die Haftkräfte zwischen Eisen und Beton entstehen aus den Spannungsunterschieden des Eisens in benachbarten Querschnitten:

$$\mathfrak{h}_a = \frac{d\,Z_e}{d\,x}.$$

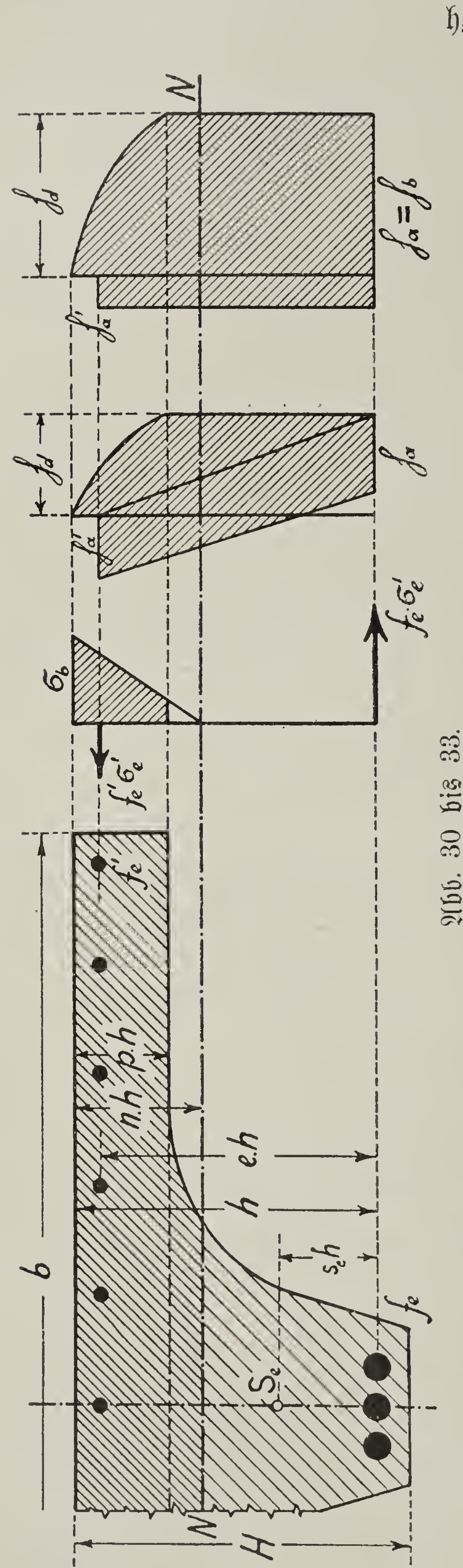


Abb. 30 bis 33.

Mit Z_e aus Gl. g und σ_b aus Gl. 103 unter Einführung von A' und V erhalten wir

$$\mathfrak{h}_a = \frac{(1 - n - s_e)\,.\,\alpha F_e}{n\,A'} \cdot V \quad (105.)$$

Die Schubkräfte in der Eiseneinlage rühren von der Biegung derselben durch das Moment M_e her. Nach Gl. d ist

$$M_e = \frac{\alpha\,J_e}{n\,h} \cdot \sigma_b.$$

Durch Ableitung entsteht

$$\frac{d\,M_e}{d\,x} = V_e = \frac{\alpha\,J_e}{n\,h} \cdot \frac{d\,\sigma_b}{d\,x}.$$

Nach Einsetzung des Wertes für $\frac{d\,\sigma_b}{d\,x}$ wie früher erhalten wir den Teil V_e der Querkraft V, welcher im Profil Schubspannungen erzeugt:

$$V_e = \frac{\alpha\,J_e}{n\,h\,.\,A'} \cdot V \;.\;.\;.\;.\; (106.)$$

Die bezüglichen Schubkräfte $\mathfrak{h}_e$ sind in den Abb. 28 und 29 veranschaulicht. Die größten Schubkräfte $\mathfrak{h}_b$ im Beton ergeben sich im Berührungspunkt der zu $E'E_z$ parallel gelegten Tangente an die Kurve der $\mathfrak{h}$, bezw. aus dem Maximalabstand derselben von AB. $\mathfrak{h}_a$ aus Gl. 104 stellt nur dann den größten Wert der Betonschubkräfte dar, wenn die Eiseneinlage nicht in die Druckzone reicht. Die Abb. 28 zeigt die Schubkräfte in einem Träger mit Axialkraft, Abb. 29 die Schubkräfte in einem bloß von Biegungsmomenten beanspruchten Balkenquerschnitt.

b) Die Eisenarmierung besteht aus kleinen Profilen.

Die Formeln 102 bis 106 gelten auch für kleine Profile, deren Einzel-

Trägheitsmomente vernachlässigt werden. Unter J_e wäre dann das Trägheitsmoment des Gesamteisenquerschnittes zu verstehen und die Formeln 105 und 106 wären sinngemäß anzuwenden. Es empfiehlt sich aber folgende Umformung (s. Abb. 30):

$$f_e \,.\, s_e h = f_e' \,.\, (e - s_e) h, \text{ woraus}$$

$$s_e = \frac{f_e'}{f_e + f_e'} \cdot e.$$

Die Gl. 102 lautet dann:

$$N = [(n - s_d) F_d + (e + n - 1) \,.\, \alpha f_e - (1 - n) \,.\, \alpha f_e] \cdot \frac{\sigma_b}{n} \quad . \; . \; . \quad (107.)$$

Das Biegungsmoment wird vorteilhaft auf den Schwerpunkt der Zugarmierung zu beziehen sein. Die Gl. 103 erlangt dann folgende Form:

$$M = \left[\frac{J_d}{h} + (n - s_d)\,(1 - s_d) h F_d + (e + n - 1) e h \,.\, \alpha f_e'\right] \cdot \frac{\sigma_b}{n} \; (108.)$$

Die Betonschubkräfte $\mathfrak{h}$ und $\mathfrak{h}_d$ werden nach Formel 1 und 104 berechnet, worin A' den Faktor von σ_b in Formel 108 bedeutet.

Die Haftkräfte an den Armierungen findet man wie folgt:

Die Normalkraft der Druckarmierung ist

$$S_e' = f_e' \sigma_e' = \frac{(1 - n - e) \,.\, \alpha f_e'}{n} \cdot \sigma_b,$$

daher die Adhäsionskraft auf die Längeneinheit:

$$\mathfrak{h}_a' = \frac{d S_e'}{d x} = \frac{(1 - n - e) \alpha f_e'}{n} \cdot \frac{d \sigma_b}{d x}.$$

Da

$$\frac{d \sigma_b}{d x} = \frac{1}{A'} \cdot V,$$

so beträgt

$$\mathfrak{h}_a' = \frac{(1 - n - e) \,.\, \alpha f_e'}{n A'} \cdot V \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (109.)$$

Analog ergibt sich die Haftkraft in der Zugarmierung

$$\mathfrak{h}_a = \frac{(1 - n) \,.\, \alpha f_e}{n A'} \,.\, V \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (110.)$$

Die algebraische Summe der Haftkräfte ergibt die Haftkraft nach Gl. 105. Die Schubkräfte $\mathfrak{h}$, $\mathfrak{h}_d$, $\mathfrak{h}_b$, $\mathfrak{h}_a'$ und $\mathfrak{h}_a$ sind in den Abb. 32 und 33 wiedergegeben, wobei letztere wieder für reine Biegung gilt.

23. Formeln für rechteckige Druckquerschnitte.

Fast immer haben wir es bei den Betoneisenkonstruktionen mit Querschnitten zu tun, deren seitliche Begrenzung, wenigstens soweit die Druckflächen in Betracht kommen, durch zur Kraft- und Symmetrielinie parallele

Geraden erfolgt (s. Abb. 30 und 34). Die Betondruckfläche kann dann genügend genau als ein Rechteck von der Breite b und der Höhe p h betrachtet werden. Es ist dann

$$s_d = \frac{p}{2}, \quad F_d = p\,h\,.\,b, \quad J_d = \frac{1}{12} \cdot b \cdot (p\,h)^3.$$

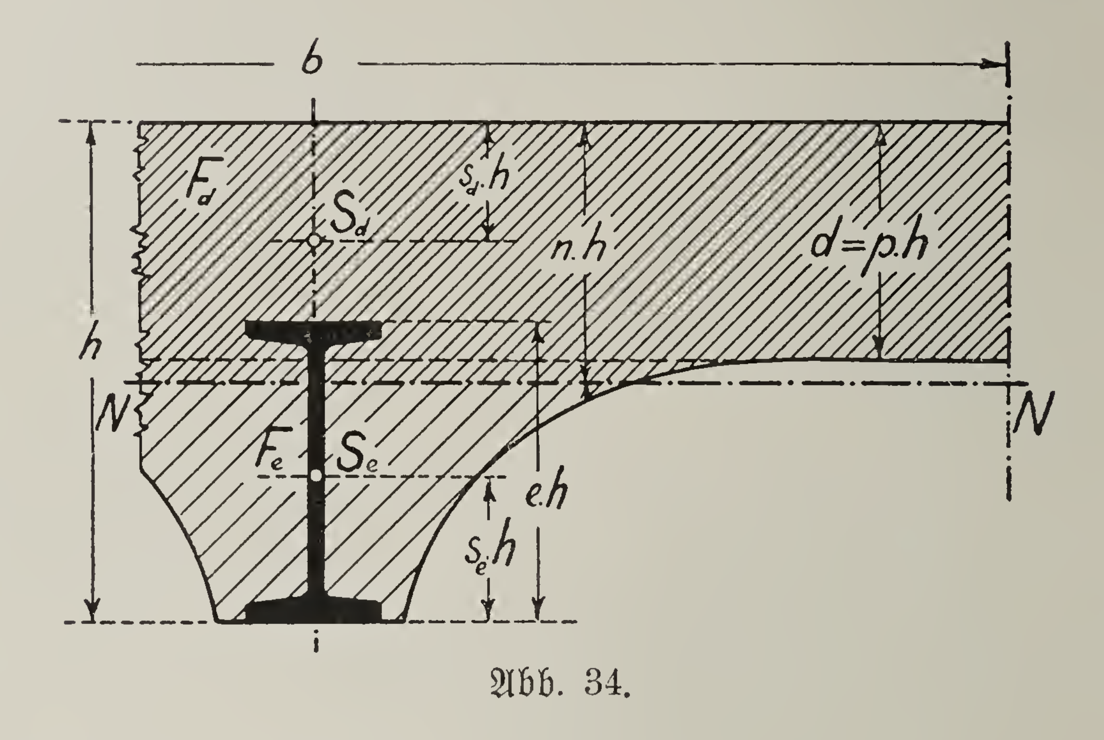


Abb. 34.

Nennen wir außerdem $\frac{N}{b\,h} = k_n$ die mittlere Pressung des Querschnitts b h durch N und $\frac{M}{\frac{1}{6}\,b\,h^2} = k_b$ die gedachte Biegungsspannung desselben Querschnitts durch das auf den Schwerpunkt der Armierung bezogene Moment, sowie $\frac{F_e}{b\,h} = \mu_e$ den Anteil des Eisens an der Fläche b h, und $\frac{J_e}{\frac{1}{12}\,b\,h^3} = \mu_i$ das Verhältnis der Trägheitsmomente, so wird aus den Gl. 102 und 103

$$k_n = \left[p\left(n - \frac{p}{2}\right) - (1 - n - s_e)\,.\,\alpha\,\mu_e\right] \cdot \frac{\sigma_b}{n} \quad . \quad . \quad (111.)$$

$$k_b = \left[\frac{p^3}{2} + 6\,p\left(n - \frac{p}{2}\right)\left(1 - s_e - \frac{p}{2}\right) + \frac{\alpha\,\mu_i}{2}\right] \cdot \frac{\sigma_b}{n} \quad (112.)$$

Ebenso ergibt sich

$$\left.\begin{aligned} \mathfrak{h}_d &= \frac{6\,p\left(n - \frac{p}{2}\right)}{n\,A} \cdot \frac{V}{h} \\ \mathfrak{h}_a &= \frac{6\,(1 - n - s_e)\,.\,\alpha\,\mu_e}{n\,A} \cdot \frac{V}{h} \\ V_e &= \frac{\alpha\,\mu_i}{2\,n\,A} \cdot V \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (113.)$$

In analoger Weise nehmen die Gl. 107 bis 110, wenn $\frac{f_e'}{b\,h} = \mu'$ und $\frac{f_e}{b\,h} = \mu$ genannt wird, für kleine Armierung die Form an:

$$k_n = \left[p\left(n - \frac{p}{2}\right) + (e + n - 1) \,.\, \alpha\mu' - (1 - n) \,.\, \alpha\mu \right] \cdot \frac{\sigma_b}{n} \quad . \; . \; (114.)$$

$$k_b = \left[\frac{p^3}{2} + 6\,p\left(n - \frac{p}{2}\right)\left(1 - \frac{p}{2}\right) + 6\,e\,(e + n - 1) \,.\, \alpha\mu' \right] \cdot \frac{\sigma_b}{n} \; (115.)$$

Hierbei ist das Biegungsmoment auf den Schwerpunkt der Zugarmierung zu beziehen.

$$\left.\begin{array}{l} \mathfrak{h}_a' = \dfrac{6\,(1 - n - e)\,\alpha\mu'}{n\,A} \cdot \dfrac{V}{h} \\[2ex] \mathfrak{h}_a = \dfrac{6\,(1 - n)\,\alpha\mu}{n\,A} \cdot \dfrac{V}{h} \end{array}\right\} \quad . \; . \; . \; . \; . \; (116.)$$

In den Gl. 113 und 116 bedeutet A den Faktor von σ_b in den Gl. 112 bezw. 115. Die schematische Spannungsverteilung zeigen die Abb. 31 bis 33, wobei die letzte Figur für reine Biegung gilt.

Mit den Formeln 111 und 112, bezw. 114 und 115 ist die Berechnung der Eisenbetonträger auf den rechteckigen Balken mit homogenem Querschnitt — wie Holz- und Eisenträger — zurückgeführt, deren zulässige Beanspruchungen aus den genannten Beziehungen sich ergeben. Dieselben sind nun für die besonderen Fälle anzuwenden, indem wir mit den einfachsten beginnen.

α) Abmessungen der auf Biegung beanspruchten Konstruktionen.

24. Balken rechteckigen Querschnittes mit Zugarmierung
(s. Abb. 12).

Hierfür sind folgende Sondereinsetzungen vorzunehmen:

$$k_n = 0, \quad p = n, \quad \mu = 0.$$

Gl. 114 lautet also

$$0 = \left[n\left(n - \frac{n}{2}\right) - (1 - n) \,.\, \alpha\mu \right] \cdot \frac{\sigma_b}{n}, \quad \text{woraus}$$

$$\mu = \frac{n^2}{2\,\alpha\,(1 - n)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (117.)$$

Gl. 115 erlangt die Form:

$$k_b = \left[\frac{n^3}{2} + 6\,n\left(n - \frac{n}{2}\right)\left(1 - \frac{n}{2}\right) \right] \cdot \frac{\sigma_b}{n} \quad \text{oder}$$

$$k_b = n\,(3 - n) \,.\, \sigma_b \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (118.)$$

n ergibt sich aus Gl. 101, wenn für α und das Verhältnis $\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ die Werte eingeführt werden, welche man zulassen will.

Nach den amtlichen Vorschriften in Preußen ist $\alpha = 15$, σ_e bis 1200 und σ_b bis $\frac{1}{5}$ der Bruchfestigkeit des Betons; für Platten sei $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm zugelassen. Aus Gl. 101 ist also

$$n = \tfrac{3}{8}.$$

Der Eisenanteil beträgt aus Gl. 117

$$\mu = \frac{3}{400} = \frac{3}{4}\,\% \quad \text{. . . . . (119.)}$$

Die Biegungsspannung aus Gl. 118 ist

$$\mathbf{k_b = 39\ kg/qcm.} \quad \text{. . . . . (120.)}$$

Danach können die Abmessungen eines Balkenquerschnitts mit den üblichen Formeln bestimmt werden.

Bei Platten von größerer Breite wird das Moment meistens auf die Breite von 1 m bezogen. Drücken wir dasselbe in mt aus, so erhalten wir aus $\frac{1}{6} \cdot 100\,h^2 \,.\, k_b = M^{mt} \,.\, 100\,000$ die nutzbare Plattenstärke

$$\mathbf{h^{cm} = 12{,}4 \,.\, \sqrt{M^{mt/m}}} \quad \text{. . . . . (121.)}$$

Die Schubkraft aus Gl. 116 beträgt mit den Werten von μ aus Gl. 117 und A aus Gl. 118

$$\mathfrak{h}_b = \mathfrak{h}_a = \frac{3}{3-n} \cdot \frac{V}{h}.$$

Die Schubspannung ist $\sigma_s = \dfrac{\mathfrak{h}_b}{b} = \dfrac{3}{3-n} \cdot \dfrac{V}{bh}$.

Nach den Vorschriften soll σ_s nicht über 4,5 kg/qcm steigen. Schreiben wir für $b\,h = F_b$, so ist eine Schubarmierung dann nicht erforderlich, wenn (mit $n = \frac{3}{8}$)

$$4{,}5 \geqq \frac{3}{3-\frac{3}{8}} \cdot \frac{V}{F_b}, \text{ d. h., wenn}$$

$$V \leqq 4\,b\,h \quad \text{. . . . . (122.)}$$

Die Adhäsionsspannung ist $\sigma_a = \dfrac{\mathfrak{h}_a}{u}$; hieraus ergibt sich der erforderliche Umfang aller Eiseneinlagen nach Einsetzung von $n = \frac{3}{8}$ und $\sigma_a = 4{,}5$ kg/qcm

$$u \geqq \frac{V}{4\,h}.$$

Besteht die Armierung aus Rundeisen, so muß deren Durchmesser sein:

$$d \leqq \frac{M}{55\,V} \quad \text{. . . . . (123.)}$$

Ist dies aus konstruktiven Gründen nicht möglich, so müssen die Eisen an den Enden gegen das Herausziehen entsprechend versichert werden.

In der Praxis handelt es sich meistens um gleichmäßig belastete Balken, deren Biegungsmomente $M = \frac{1}{8}\,q\,l^2$ sind, wenn q die Gesamtlast auf 1 m Länge und Breite bedeutet. Nach Gl. 121 ist $h = 12{,}4\,\sqrt{M}$ oder

$$h^2 = 19{,}22\,l^2 q.$$

q setzt sich aus dem Eigengewicht g der Platte und der darüber ruhenden Last p (Füllung, Fußboden, Nutzlast) zusammen, also $q = g + p$.

Liegt die Armierung $^1/_8$ vom Rande, so ist die Plattenstärke $H = \frac{8}{7}$ h und ihr Gewicht in t

$$g^t = \frac{8}{7} \cdot \frac{h^{cm}}{100} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2{,}4 = 0{,}0274\ h^{cm},$$

daher

$$h^2 = 19{,}22\ l^2\ (0{,}0274\ h + p), \text{ woraus}$$

$$h = l^2 \cdot \left[0{,}26 + \sqrt{\frac{19{,}22\ p}{l^2} + 0{,}0676}\right].$$

Die Plattenstärke beträgt $H = \frac{8}{7} h$, also

$$H = l^2 \cdot \left[0{,}3 + \sqrt{\frac{25\,p}{l^2} + 0{,}09}\right] \quad \ldots\ldots \quad (124.)$$

In dieser Formel ist H in cm, die Spannweite l in m und p in t/qm ausgedrückt.

Die erforderliche Eisenfläche auf 1 m Breite beträgt

$$f_e = \frac{3}{400}\,b\,h = \frac{3}{400} \cdot 100 \cdot \frac{7}{8} \cdot H \text{ oder rund}$$

$$f_e = \tfrac{2}{3} H \quad \ldots\ldots \quad (125.)$$

Eine Schubarmierung ist dann nicht erforderlich, wenn nach Gl. 122

$$V \leqq 4\,b\,h.$$

Mit $b = 100$ und $h = \frac{7}{8} H$ heißt die Bedingung für die Querkraft auf 1 m Breite

$$V \leqq 350\,H \quad \ldots\ldots \quad (126.)$$

Der Durchmesser der Rundeisen soll betragen:

$$d \leqq \frac{14\,f_e\,.\,H}{V} \quad \ldots\ldots \quad (127.)$$

Drückt man das Biegungsmoment allgemein aus durch:

$$M = m\,q\,l^2$$

und die Nutzhöhe der Platte durch

$$h = a\,\sqrt{M},$$

so ist mit $q = g + p = 0{,}0274\,h + p$ und $H = \frac{8}{7} h$

$$H = l^2 . \left[r + \sqrt{s \cdot \frac{p}{l^2} + t}\right], \quad \ldots\ldots \quad (128.)$$

wobei

$$\left.\begin{aligned} r &= 0{,}0157\ .\ (a^2 m) \\ s &= \frac{64}{49} \cdot (a^2 m) \\ t &= 0{,}000\,245\ (a^2 m)^2 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (129.)$$

Tabelle II.

Berechnung von Platten mit Zugarmierung.

σ_e	σ_b	$\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$	n	Eisenanteil μ	k_b	$h = a . \sqrt{M^{mt/m}}$	$h = a' . l \sqrt{q}$ für $M = \frac{q l^2}{8}$	$H = l^2 . \left[r + \sqrt{s . \frac{p}{l^2} + t} \right]$ für $M = \frac{q l^2}{8}$ u. Nutzlast p in ton/qm			Eisenquerschnitt auf 1 m Breite f_e
						a	a'	r	s	t	
1000	50	20	$\frac{3}{7}$	$\frac{1}{93}$	55,1	10,5	3,71	0,213	17,7	0,0453	0,94 H
	40	25	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{133}$	39,4	12,4	4,38	0,298	24,8	0,0885	0,66 H
	33,3	30	$\frac{3}{9}$	$\frac{1}{180}$	29,6	14,3	5,06	0,398	33,1	0,158	0,49 H
	28,6	35	$\frac{3}{10}$	$\frac{1}{233}$	23,1	16,1	5,69	0,507	42,2	0,257	0,37 H
	25	40	$\frac{3}{11}$	$\frac{1}{293}$	18,6	18,0	6,36	0,631	52,5	0,396	0,30 H
	20	50	$\frac{3}{13}$	$\frac{1}{433}$	12,8	21,7	7,67	0,919	76,4	0,843	0,20 H

Die Tabelle II liefert unter Zugrundelegung einer Eisenspannung $\sigma_e = 1000$ und für Betonbeanspruchungen von 50 bis 20 kg/qcm den Armierungsanteil μ, die Biegungsspannung k_b, die Nutzhöhe $h = a\sqrt{M}$, sowie die Plattenstärke H und das erforderliche Eisen f_e auf 1 m Breite für einen Balken, dessen Biegungsmoment

$$M = \frac{q\,l^2}{8}$$

ist.

Bei $M = \frac{q\,l^2}{2}$ sind r und s mit 4, t mit 16 zu multiplizieren,

" $M = \frac{q\,l^2}{10}$ " r " s " 0,8, t " 0,64 " " ,

" $M = \frac{q\,l^2}{12}$ " r " s " $\frac{2}{3}$, t " $\frac{4}{9}$ " " ,

" $M = \frac{q\,l^2}{24}$ " r " s " $\frac{1}{3}$, t " $\frac{1}{9}$ " " ,

" $M = m \cdot q\,l^2$ " r " s " 8 m, t " $(8\,m)^2$ " " .

Wird der Balken durch Einzelgewichte oder sonst unregelmäßig belastet, woraus das Moment M_p entspringt, so ist die gleichmäßig verteilte Belastung p aus der Formel zu berechnen:

$$M_p = m\,p\,l^2,$$

wobei angenommen wird, daß die Maximalmomente aus p und g an derselben Stelle entstehen.

Die Schubarmierung und der Durchmesser der Rundeisenstäbe sind durch die Gl. 122 und 123 oder durch die Gl. 126 und 127 bestimmt.

B e i s p i e l. Welche Dicke hat eine unbelastete Koenensche Voutendecke von 6 m Spannweite zu erhalten, wenn $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_b = 40$ kg/qcm ist?

$$l = 6{,}0,\ p = 0,\ m = \frac{1}{24},\ r = \frac{1}{3} \cdot 0{,}298 = 0{,}10,\ t = \frac{1}{9} \cdot 0{,}0885 = 0{,}0095.$$

$$H = 6^2\left[0{,}10 + \sqrt{0 + 0{,}0095}\right] = 7{,}1 \text{ cm}$$

$$f_e = 0{,}66\,H = 0{,}66 \cdot 7{,}1 = 4{,}69 \text{ qcm auf 1 m Breite.}$$

25. Balken rechteckigen Querschnitts mit doppelter Armierung (s. Abb. 14).

Mit $k_n = o$ und $p = n$ heißen die Gl. 114 und 115:

$$\mu = \frac{n^2}{2\,\alpha\,(1 - n)} + \frac{e + n - 1}{1 - n} \cdot \mu' \quad \text{(130.)}$$

$$k_b = \left[n\,(3 - n) + \frac{6\,e\,(e + n - 1) \cdot \alpha\,\mu'}{n}\right] \cdot \sigma_b \quad \text{(131.)}$$

Werden die zulässigen Beanspruchungen mit $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_b =$

40 kg/qcm gewählt und wird die Entfernung der Druckarmierung vom Druckrande mit $^1/_8$ der Nutzhöhe, also $e = \frac{7}{8}$ angenommen, so ist

$$\mu = \frac{3}{400} + \frac{2}{5}\,\mu'$$

oder

$$\mu = 0{,}0075 + 0{,}4\,\mu' \quad \ldots\ldots\ldots \quad (132.)$$

$$k_b = 39 + 2100\,\mu' \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (133.)$$

Die letzte Gleichung besagt, daß die zulässige Biegungsbeanspruchung des doppelt armierten Balkens gleich der um den 21fachen Prozentsatz des Druckeisens vermehrten Biegungsfestigkeit des zugarmierten Balkens ist, wenn die Bedingung 132 erfüllt wird.

Die erforderliche Balkenhöhe ergibt sich analog Gl. 121:

$$h^{cm} = 77{,}5 \cdot \sqrt{\frac{M^{m\,t/m}}{39 + 2100\,\mu'}} \quad \ldots\ldots \quad (144.)$$

Da mit $e = \frac{7}{8}$ und $n = \frac{3}{8}$ die Resultierenden der Beton- und Eisenpressungen zusammenfallen, so ist die Größe des Horizontalschubes

$$\mathfrak{h}_b = \mathfrak{h}_a = \frac{V}{\frac{7}{8}\,h} = \frac{8}{7} \cdot \frac{V}{h}.$$

Daher ist eine Schubarmierung dann nicht erforderlich, wenn die Bedingung 122 erfüllt ist.

Die Haftspannung am Umfang des Zugeisens ist

$$\sigma_a \leqq \frac{\mathfrak{h}_a}{u},$$

woraus

$$u \geqq \frac{\mathfrak{h}_a}{\sigma_a} = \frac{V}{4\,h}.$$

Bei Rundeisen soll der Durchmesser betragen:

$$d^{cm} \leqq \frac{16\,f_e \cdot h}{V} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (135.)$$

Dieselbe Bedingung für d gilt auch für den zugarmierten Balken (vergl. Formel 123).

Beispiel 1. Ein frei aufliegender Balken soll bei 6 m Spannweite 3000 kg tragen. Aus konstruktiven Gründen ist seine Breite b = 25 und die Gesamthöhe höchstens H = 34 cm anzunehmen. Nutzbare Höhe h = 30 cm.

$$M = \tfrac{1}{8} \cdot 3000 \cdot 600 = 225\,000 \text{ cmkg},$$

$$M^{m\,t/m} = \frac{100}{25} \cdot \frac{225\,000}{100\,000} = 9^{mt}.$$

Nach Formel 121 ist $h = 12{,}4 \cdot \sqrt{9} = 37{,}2$ cm erforderlich. Wir wählen deshalb einen doppelt armierten Balken; dessen Biegungsbeanspruchung ist:

$$k_b = \frac{M}{\frac{1}{6}\,b\,h^2} = \frac{225\,000}{\frac{1}{6} \cdot 25 \cdot 30^2} = 60 \text{ kg/qcm}.$$

Formel 133 heißt dann

$$60 = 39 + 2100\,\mu', \text{ woraus}$$

$$\mu' = \frac{1}{100}.$$

Gl. 132 ergibt $\mu = 0{,}0075 + 0{,}4 \cdot \frac{1}{100} = 0{,}0115.$

Die Druckarmierung beträgt also $f_e' = \frac{1}{100} \cdot F_b = \frac{1}{100} \cdot 30 \cdot 25$ $= 7{,}50$ qcm, die Zugarmierung $f_e = 0{,}0115 \,.\, 30 \,.\, 25 = 8{,}63$ qcm.

Da die Bedingung 122 erfüllt ist, erscheint eine Schubarmierung nicht notwendig. Der Durchmesser der Zugstäbe muß nach Gl. 135 mit $V = 1500$ kg betragen:

$$d \leqq \frac{16 \,.\, 8{,}63 \,.\, 30}{1500} = 2{,}7 \text{ cm.}$$

Es würden demnach für die Zugarmierung 2 Rundeisen zu 24 mm mit $f_e = 9{,}04$ und für die Druckarmierung 2 Rundeisen zu 22 mm mit $f_e' = 7{,}60$ qcm anzunehmen sein. Ordnete man das Eisen $f_e + f_e' = 16{,}64$ qcm nur im Zugquerschnitt an, so könnte der Balken ein Moment von 201 000 cmkg tragen (Gl. 1 und 2).

Die Tabelle III gibt wieder für die Eisenspannung $\sigma_e = 1000$ und die Betonspannungen von $\sigma_b = 50$ bis $\sigma_b = 25$ kg/qcm die erforderlichen Zugarmierungen μ und die Druckarmierungen μ', wenn die Konstruktionshöhe und deshalb k_b gegeben ist, wobei die Lage der Druckarmierung mit $\frac{h}{8}$ vom Rande angenommen wurde.

Tabelle III.

Berechnung von Balken mit Zug- und Druckarmierung.

σ_e	σ_b	$\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$	n	μ'	μ	k_b
	50	20	$\frac{3}{7}$	$\frac{k_b - 55{,}1}{2790}$	$0{,}0107 + 0{,}53\,\mu'$	$55{,}1 + 2790\,\mu'$
	40	25	$\frac{3}{8}$	$\frac{k_b - 39{,}4}{2100}$	$0{,}0075 + 0{,}40\,\mu'$	$39{,}4 + 2100\,\mu'$
1000	33,3	30	$\frac{3}{9}$	$\frac{k_b - 29{,}6}{1640}$	$0{,}0056 + 0{,}31\,\mu'$	$29{,}6 + 1640\,\mu'$
	28,6	35	$\frac{3}{10}$	$\frac{k_b - 23{,}1}{1310}$	$0{,}0043 + 0{,}25\,\mu'$	$23{,}1 + 1310\,\mu'$
	25	40	$\frac{3}{11}$	$\frac{k_b - 18{,}6}{1070}$	$0{,}0034 + 0{,}20\,\mu'$	$18{,}6 + 1070\,\mu'$

Beispiel 2. Eine zum Teil eingespannte Platte, deren Stärke 20 cm nicht überschreiten soll, hat 4 m Spannweite und soll einschließlich Fußbodengewicht 1880 kg/qm tragen.

Eigengewicht 0,2 . 2,4 = 0,48 t/qm,
Nutzlast . . . . 1,88 „
Gesamtgewicht . . . 2,36 t/qm,

Moment $M = \frac{q l^2}{10} = \frac{2{,}36 \cdot 4^2}{10} = 3{,}776$ mt = 377 600 cmkg.

Nutzbare Höhe $h = 20 - 2 = 18$ cm.

Vorhandenes $k_b = \frac{6 M}{b h^2} = \frac{6 \cdot 377\,600}{100 \cdot 18^2} = 70$ kg/qcm.

Annahme: $\sigma_e = 1000$, $\sigma_b = 50$ kg/qcm; daher

$$\mu' = \frac{70 - 55{,}1}{2790} = 0{,}0053,$$

$$f_e' = 0{,}0053 \times 100 \cdot 18 = 9{,}54 \text{ qcm.}$$

$$\mu = 0{,}0107 + 0{,}53 \cdot 0{,}0053 = 0{,}0135,$$

$$f_e = 0{,}0135 \times 100 \cdot 18 = 24{,}3 \text{ qcm.}$$

Querkraft $V = \frac{4 \cdot 2{,}36}{2} = 4{,}72$ t $= 4720 < 4 \cdot 100 \cdot 18$ (nach Gl. 122),

daher keine Schubarmierung erforderlich.

Nach Gl. 135 ist $d \gtrless \frac{16 \cdot 24{,}3 \cdot 18}{4720} = 1{,}48$ cm.

26. Armierte Platten- oder Rippenbalken.

Bei Plattenbalken wird man mit der zulässigen Beanspruchung des Eisens auf Zug bis an die durch die deutschen Normen erlaubte Grenze von 1200 kg/qcm gehen, während die Druckfestigkeit des Betons je nach der gewünschten oder aus ökonomischen Gründen vorteilhaften Konstruktionshöhe bis etwa 40 kg/qcm mehr oder weniger gut ausgenützt wird.

Aus Gl. 101 ist allgemein

$$n = \frac{\alpha}{\alpha + \frac{\sigma_e}{\sigma_b}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (136.)$$

a) Nullinie in der Platte.

Ist nun die Plattendicke $p h \geqq n h$ oder $p \geqq n$ (s. Abb. 16), so unterscheidet sich die Bestimmung der Abmessungen von jener der rechteckigen Querschnitte nicht; sie erfolgt also mit Hilfe der Gl. 117 und 118. In der Tabelle IV sind für verschiedene Verhältnisse $\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ die erforderlichen Armierungen μ, die Biegungsspannungen k_b, die nutzbaren Höhen h und die Schubkräfte $\mathfrak{h}$ zusammengestellt.

Tabelle IV.
Rippenbalken p > n.

σ_e	σ_b	$\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$	n	μ	k_b	h	$\mathfrak{h}$
1200	40	30	$\frac{3}{9}$	$\frac{1}{180}$	35,5	$13 . \sqrt{M}$	$\frac{9}{8} \cdot \frac{V}{h}$
	30	40	$\frac{3}{11}$	$\frac{1}{293}$	22,3	$16{,}4 \sqrt{M}$	$\frac{11}{10} \cdot \frac{V}{h}$
	24	50	$\frac{3}{13}$	$\frac{1}{433}$	15,3	$19{,}8 \sqrt{M}$	$\frac{13}{12} \cdot \frac{V}{h}$
	20	60	$\frac{3}{15}$	$\frac{1}{600}$	11,2	$23{,}2 \sqrt{M}$	$\frac{15}{14} \cdot \frac{V}{h}$

Aus der Tabelle ist ersichtlich, daß mit wachsendem Verhältnis $\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ das Armierungsverhältnis μ und infolge des langsameren Wachstums von h auch die absolute Eisenmenge abnimmt; auch die Schubkräfte werden kleiner. Es sind daher hohe Plattenbalken ohne wesentliche Erhöhung des Eigengewichts vorteilhafter. Liegt die Aufgabe vor, die Armierung eines Balkens von gegebener Höhe und Belastung zu ermitteln, so wird man aus der Gleichung

$$\tfrac{1}{6}\, b\, h^2 . k_b = M$$

die Biegungsspannung k_b berechnen; hierzu gehört ein bestimmtes μ. Hat man auf einer horizontalen Linie die k_b, auf den Ordinaten die dazugehörigen

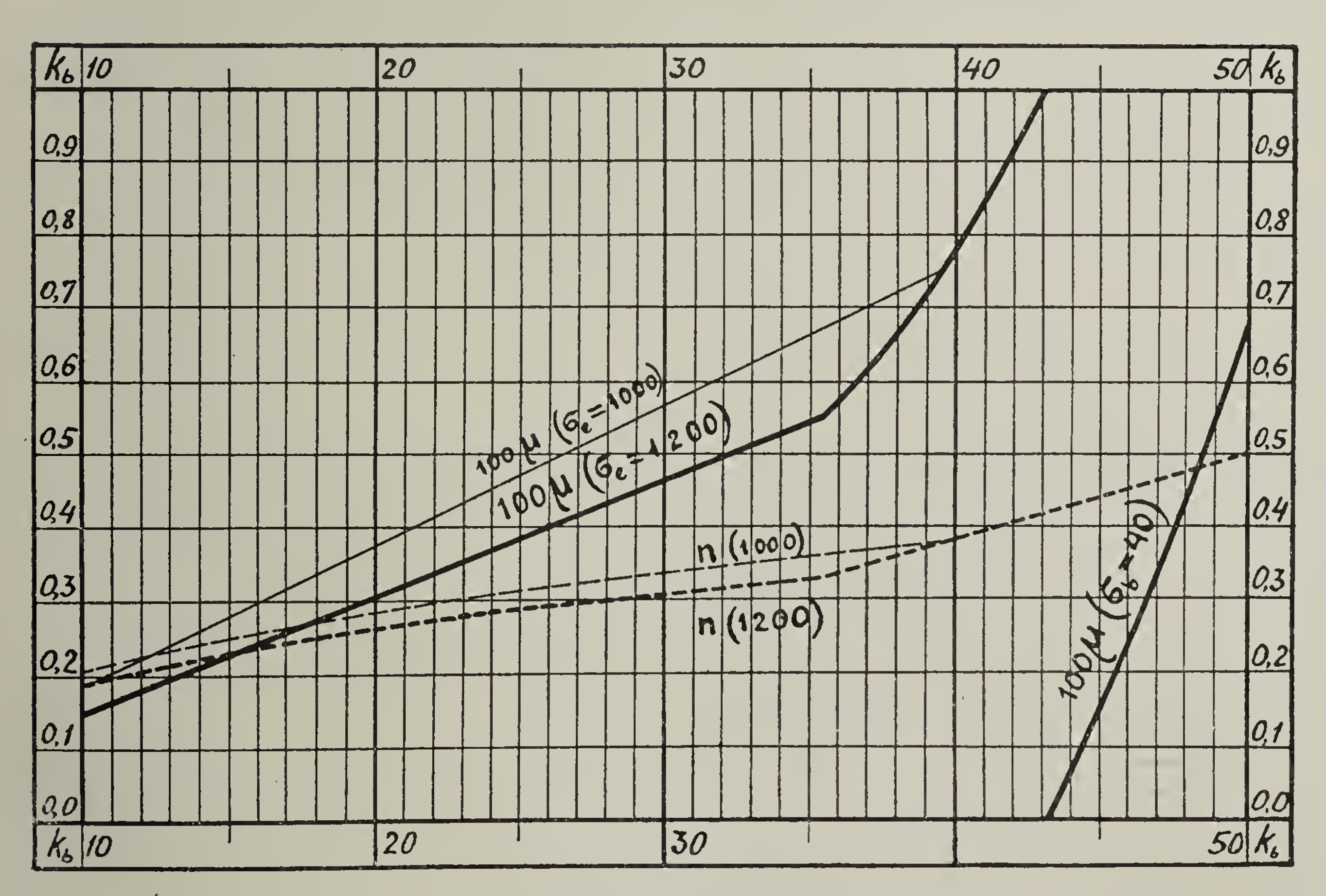


Abb. 35.

μ (in Dezimalbruchform) aufgetragen (s. Abb. 35), so kann man aus der Kurve beliebige Zwischenwerte ablesen.

Beispiel 1. $M = 375000$ cmkg, $b = 100$, $h = 30$ cm; daraus $k_b = 25$. Aus der Kurve in Abb. 35 ist $\mu = 0{,}0038$, daher $f_e = \mu . b\,h = 11{,}4$ qcm, hierzu $n = 0{,}29$. Für $\sigma_e = 1000$ betrüge $\mu = 0{,}47$, $f_e = 14{,}1$ qcm und $n = 0{,}31$.

Wenn $k_b > 35{,}5$ kg/qcm, dann kommen wir ohne Druckarmierung nicht mehr aus, sofern wir unter den gegebenen Annahmen ein Mindestmaß an Eisen erhalten wollen. Es würden also die Formeln 130 und 131 zur Anwendung kommen, in welche $n = \frac{1}{3}$ einzusetzen ist.

Da wir sicher keinen großen Fehler begehen, wenn die Druckarmierung im oberen Drittel der Druckfläche liegend gedacht wird, so können wir die Eisenflächen durch Betonfläche ersetzen (s. Abb. 36). Es ist

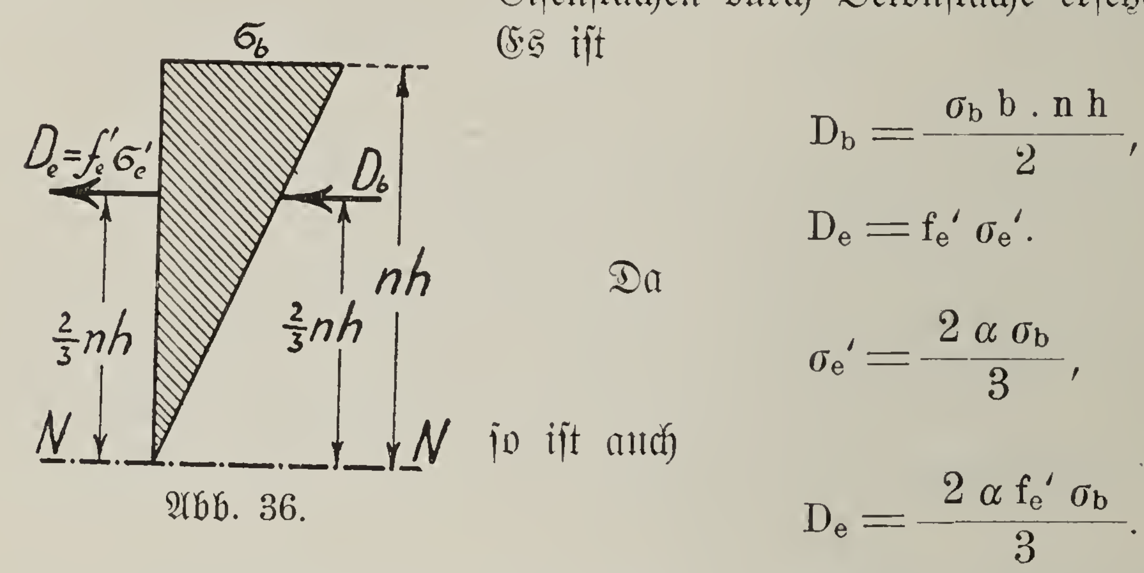


Abb. 36.

$$D_b = \frac{\sigma_b\, b\, .\, n\, h}{2},$$

$$D_e = f_e' \, \sigma_e'.$$

Da

$$\sigma_e' = \frac{2\,\alpha\,\sigma_b}{3},$$

so ist auch

$$D_e = \frac{2\,\alpha\, f_e'\,\sigma_b}{3}.$$

$D_b + D_e$ ergibt den Gesamtdruck D, den wir uns auf eine Betonfläche von der Breite b_o verteilt denken. Es gilt also die Beziehung:

$$\frac{\sigma_b\, b\, .\, n\, h}{2} + \frac{2\,\alpha\, f_e'\,\sigma_e}{3} = \frac{\sigma_b\, b_o\, n\, h}{2}.$$

Mit $\frac{f_e'}{b\,h} = \mu'$ dem Druckarmierungsanteil ist daraus

$$b_o = b\, . \left(1 + \frac{4\,\alpha\,\mu'}{3\,n}\right);$$

für $\alpha = 15$ und $n = \frac{1}{3}$ ergibt sich

$$b_o = b\,(1 + 60\,\mu').$$

Bezeichnen wir die Biegungsspannung für den Querschnitt mit der gedachten Breite b_o mit k_o, jene auf den wirklichen Querschnitt mit k_b, so muß

$$k_b : k_o = b_o : b$$
$$= b\,(1 + 60\,\mu') : b, \text{ woraus}$$

$$1 + 60\,\mu' = \frac{k_b}{k_o}.$$

Da $k_o = 35{,}5$ kg/qcm, so beträgt die erforderliche Druckarmierung

$$\mu' = \frac{k_b}{2133} - \frac{1}{60} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (137.)$$

Die Zugarmierung beträgt

$$f_e = \mu_o \, . \, b_o h.$$

Da $\mu_o = \frac{1}{180}$ und $b_o = b\,(1 + 60\,\mu')$, so ist

$$f_e = \left(\frac{1}{180} + \frac{\mu'}{3}\right) . \, b\,h \quad \ldots\ldots\ldots \quad (138.)$$

Bezüglich der Schubarmierung und des Durchmessers der Eisenstäbe gelten für alle Fälle angenähert die Formeln 122 und 135. Unter f_e ist nur der Zugquerschnitt zu verstehen, auch wenn ein Teil der Zugstäbe in den Druckgurt geführt worden ist. In Gl. 122 ist für b die Minimalbreite b′ einzusetzen.

Beispiel 2. M = 750 000 cmkg, b = 100, h = 30 cm, daraus $k_b = 50$ kg/qcm; nach Gl. 130 ist $\mu' = 0{,}0067$, daher $f_e' = \mu\, b\, h = 20{,}1$ qcm. Aus Formel 138 ergibt sich $f_e = 0{,}0079 \, . \, b\,h = 23{,}7$ qcm. Die Hälfte der Zugstäbe sei nach oben abgebogen, daher nach Gl. 135:

$$d \leqq \frac{16 \cdot \frac{23{,}7}{2} \cdot 30}{V}.$$

Erfolgt das Abbiegen wegen negativer Momente (z. B. über Mittelstützen), dann treten oben Zugspannungen auf. Es wäre dann $f_e = \frac{23{,}7}{2} + 20{,}1$ qcm. Wollte man bloß eine Zugarmierung anordnen, so müßte diese nach Abb. 35 betragen:

$\mu = 0{,}0167$, also $f_e = 50{,}1$ qcm, d. h. 6,3 qcm mehr.

b) Nullinie unter der Platte.

Im Falle $p \leqq n$ (s. Abb. 18 und 20), erhalten wir mit $k_n = o$ und $\mu' = o$ aus Gl. 114, 115 und 116:

$$\mu = \frac{p\,(2n - p)}{2\,\alpha\,(1 - n)} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (139.)$$

$$k_b = \frac{p}{n} \cdot [3\,n\,(2 - p) - p\,(3 - 2\,p)] \, . \, \sigma_b \quad \ldots\ldots \quad (140.)$$

$$\mathfrak{h}_b = \mathfrak{h}_a = \frac{3\,(2n - p)}{3n\,(2 - p) - p\,(3 - 2\,p)} \cdot \frac{V}{h} \quad \ldots\ldots \quad (141.)$$

Bei vollständiger Ausnützung der erlaubten Spannungen $\sigma_e = 1200$, $\sigma_b = 40$ kg/qcm ist

$$\mu = \frac{p}{30} \cdot \left(1 - \frac{3}{2}\,p\right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (142.)$$

Bei $p = \frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{10}$ ist $\mu = 0{,}0056$ bis $0{,}0028$.

$$k_b = 240\,p\,(1 - p)^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (143.)$$

Bei $p = \frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{10}$ beträgt $k_b = 35{,}5$ bis $19{,}4$ kg/qcm.

$$\mathfrak{h}_b = \mathfrak{h}_a = \frac{1 - \frac{3}{2}p}{(1-p)^2} \cdot \frac{V}{h} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (144.)$$

Bei $p = \frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{10}$ ist $\mathfrak{h}_b = \mathfrak{h}_a = \frac{9}{8}$ bis rund $\frac{21}{20} \cdot \frac{V}{h}$.

Mit Hilfe der Gl. 142 bis 144 können die Plattenbalken dimensioniert werden; da aber p ein Bruch ist, welcher von der gesuchten Höhe abhängt, so wäre die Aufgabe versuchsweise zu lösen, indem bestimmte Werte von $p < \frac{1}{3}$ angenommen werden. Einfacher führt die bildliche Darstellung zum Ziel. Mit

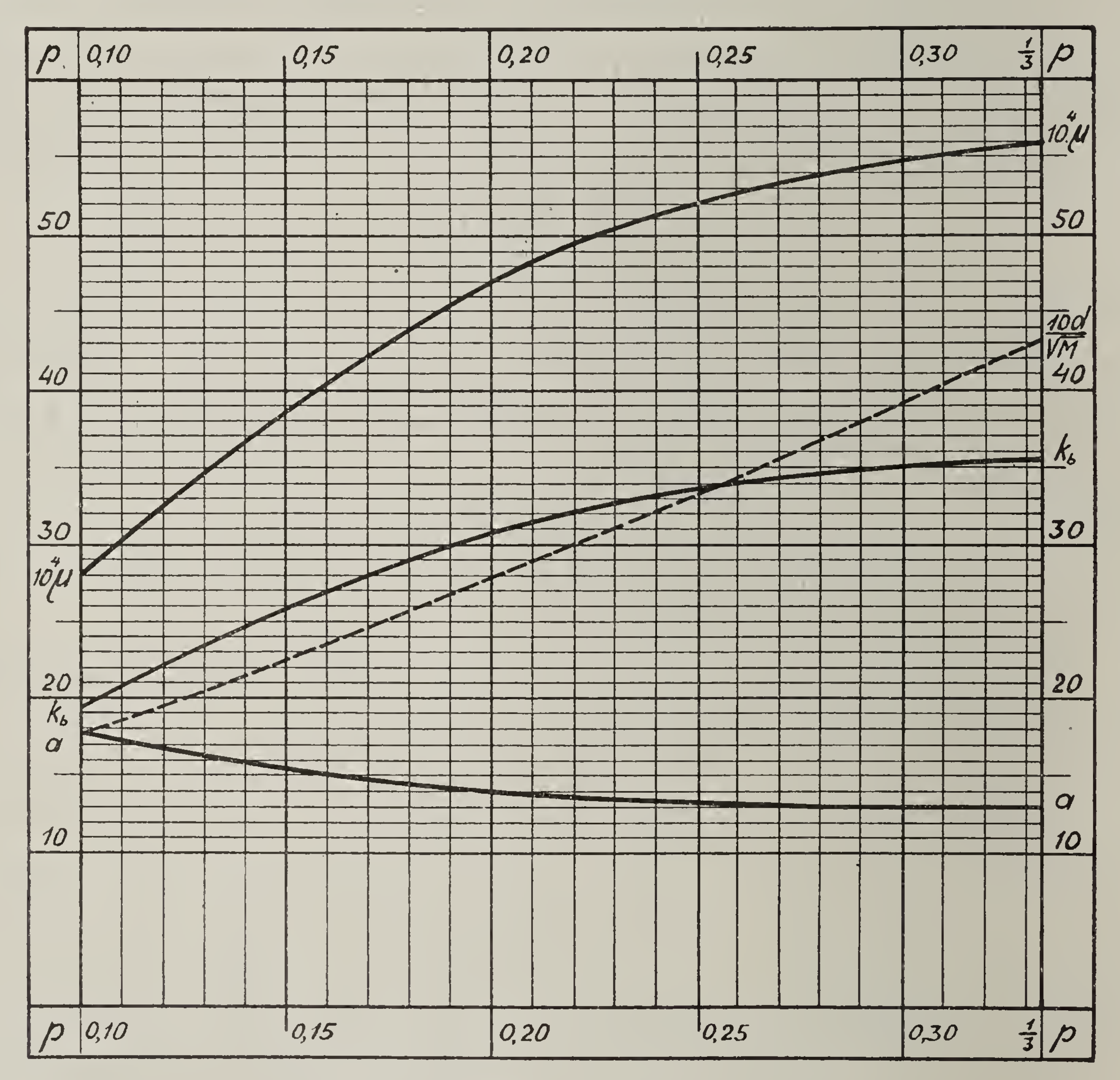


Abb. 37. Graphikon für Plattenbalken.

den aus Gl. 143 sich ergebenden k_b läßt sich die erforderliche Balkenhöhe in der Form darstellen (vergl. Formel 121 und Tabelle IV)

$$h = a \,.\, \sqrt{M^{\,m\,t/m}}\,.$$

Ist die gegebene oder gewünschte Plattendicke d (s. Abb. 18, 20 und 22), so bezeichnet

$$p = \frac{d}{h} = \frac{d}{a \,.\, \sqrt{M}}, \text{ woraus}$$

$$a\,p = \frac{d}{\sqrt{M}}$$

Trägt man auf einer wagerechten Linie (Abb. 37) die p, senkrecht dazu nach aufwärts die μ, k_b und a, bezw. a p auf, so erhält man durch unmittelbare Ablesung mit dem ausgerechneten Verhältnis $\frac{d}{\sqrt{M}}$ die gewünschten Werte.

Beispiel 3. $M = 375\,000$ cmkg, $b = 100$, $d = 7$ cm;

$$M^{m\ t/m} = 3{,}75$$

$$\frac{d}{\sqrt{M}} = \frac{7}{\sqrt{3{,}75}} = 3{,}61$$

Damit ergibt sich aus Abb. 37 ein $p = 0{,}275$, daher $h = \frac{d}{p} = 25{,}2$ cm, ein $\mu = 0{,}00536$, daher $f_e = \mu \,.\, b\,h = 13{,}5$, ferner ist $a = 13$, womit zur Prüfung $h = a \,.\, \sqrt{M} = 25{,}2$ cm.

Die Abb. 37 gibt die maximalen Werte einer ökonomischen Zugarmierung in Plattenbalken an. Die Anwendung stärkerer Eiseneinlagen ist unvorteilhaft, weil dann die zulässigen Eisenspannungen nicht ausgenützt werden können. So ergibt sich für $p = 0{,}1$ ein $\mu = 0{,}0028$, wobei $k_b = 19{,}4$ und $a = 17{,}6$ ist; für $p = 0{,}15$ ist $\mu = 0{,}0039$, $k_b = 26{,}0$, $a = 15{,}2$; für $p = 0{,}2$ wird $\mu = 0{,}0047$, $k_b = 30{,}7$ und $a = 14{,}0$; für $p = \frac{1}{3}$ (Nullinie mit Plattenunterkante zusammenfallend) ist $\mu = 0{,}0056$, $k_b = 35{,}5$ und $a = 13{,}0$.

Handelt es sich um die Bestimmung der Eisenarmierung in Plattenbalken, deren Höhe vorgeschrieben ist, so sind zwei Fälle zu unterscheiden. Ist h größer als bei vollständiger Ausnützung der Betonfestigkeit, d. h. als nach Abb. 37 oder mit den Gl. 142 und 143 sich ergäbe, so wird die Armierung kleiner. Mit Hilfe der Gl. 136, 139 und 140 läßt sich μ bestimmen. Mit

$$\frac{M}{\frac{1}{6}\,b\,h^2} = k_b \text{ und}$$

$$\sigma_b = \frac{n\,\sigma_e}{\alpha(1 - n)}$$

ist aus Gl. 140

$$n = \frac{80\,p^2\,(3 - 2\,p) + k_b}{240\,p\,(2 - p) + k_b};$$

μ ergibt sich sodann aus Gl. 139.

Beispiel 4. $M = 320000$ cmkg, $b = 100$, $h = 40$, $d = 8$ cm, also $p = \frac{d}{h} = 0{,}2$ und $k_b = 12$ kg/qcm; daher

$$n = \frac{80 \cdot 0{,}2^2\,(3 - 2 \cdot 0{,}2) + 12}{240 \cdot 0{,}2\,(2 - 0{,}2) + 12} = 0{,}21,$$

$$\mu = \frac{0{,}2\,(2 \cdot 0{,}21 - 0{,}2)}{2 \cdot 15 \cdot (1 - 0{,}21)} = 0{,}0019.$$

Rechnet man auf diesem Wege eine Anzahl zusammengehöriger Werte von p, k_b und μ aus, so lassen sich dieselben durch eine Kurvenschar darstellen. Die μ — k_b-Linien für die einzelnen p haben die in Abb. 35 dargestellte Form und liegen so nahe beisammen, daß man praktisch für alle eine Linie substituieren kann. Daraus folgt, daß die Dicke der Platte so lange ohne wesentlichen Einfluß auf die Biegungsspannung ist, als die Betonpressungen unter der zulässigen Grenze bleiben, was dann der Fall sein wird, solange die μ kleiner sind, als sich aus Abb. 37 oder aus der Gl. 142 ergibt. Auch bezüglich der Plattenbreite ist das gleiche zu sagen.

In der Tabelle V sind die aus den Gl. 139 und 140 sich ergebenden Werte zusammengestellt.

Tabelle V.

p	$n = \frac{1}{3}$		$n = \frac{3}{11}$		$n = \frac{3}{13}$		$n = \frac{1}{5}$	
	$\sigma_b = 40,\ \sigma_e = 1200$		$\sigma_b = 30,\ \sigma_e = 1200$		$\sigma_b = 24,\ \sigma_e = 1200$		$\sigma_b = 20,\ \sigma_e = 1200$	
	$10^5\,\mu$	k_b	$10^5\,\mu$	k_b	$10^5\,\mu$	k_b	$10^5\,\mu$	k_b
0,10	283	19,4	204	14,0	157	10,8	125	8,6
0,12	328	22,3	234	15,9	178	12,1	140	9,6
0,14	369	24,9	260	17,4				
0,16	405	27,1	282	18,9	209	14,1	160	10,8
0,18	438	29,0	302	20,1				
0,20	467	30,7	317	21,0	227	15,1	167	11,2
0,22	491	32,1	328	21,4	230	15,3		
0,24	512	33,3	336	22,0	231	15,3		
0,26	529	34,2	340	22,3	für $p = \frac{3}{13}$			
0,28	541	34,8	für $p = \frac{3}{11}$					
0,30	550	35,4						
0,32	555	35,5						
	556	35,5						
	für $p = \frac{1}{3}$							

Da nun, wie Abb. 35 zeigt, und auch aus der vorstehenden Tabelle ersichtlich ist, die k_b—μ-Linien nahezu Geraden sind, so lassen sich die Beziehungen zwischen Biegungsspannung und Armierung auch rechnerisch in der denkbar einfachsten Weise darstellen.

Für $\sigma_e = 1200$ und $k_b = 40$ ist nach früherem

$$k_b = \frac{8}{9} \cdot 40 \text{ mit } \mu = \frac{1}{180},$$

daher ist

$$\frac{k_b}{\mu} = \frac{8 \,.\, 40 \,.\, 180}{9} = 6400, \text{ woraus}$$

$$k_b = 6400\,\mu \quad \ldots\ldots\ldots \quad (145.)$$

Da $k_b = \frac{M}{\frac{1}{6} b h^2}$ und $\mu = \frac{f_e}{b h}$, so wird

$$h = \frac{6}{6400} \cdot \frac{M}{f_e}.$$

Es ergibt sich deshalb **die Höhe eines jeden Betonbalkens, ob mit rechteckigem oder Rippenquerschnitt** (bei letzterem mit der früher erwähnten Beschränkung, Abb. 37 oder Gl. 142) aus der hinreichend genauen Formel

$$\mathbf{h = \frac{M}{1000 f_e}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (146.)$$

Die erforderliche Druckarmierung rechteckiger Querschnitte oder solcher Rippenquerschnitte, bei welchen die Nullinie in der Platte liegt, ($p > \frac{1}{3}$ als Grenzfall) beträgt aus Gl. 138

$$\mathbf{f_e' = 3\left(f_e - \frac{b h}{180}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (147.)$$

Wenn also f_e kleiner als $\frac{b h}{180}$ angenommen wird, ist keine Druckarmierung erforderlich; vielmehr werden die zulässigen Betonpressungen von 40 kg nicht ausgenützt.

Haben wir es mit dem übrigens selten vorkommenden Fall zu tun, daß die Höhe eines Plattenbalkens (mit $p < \frac{1}{3}$) geringer vorgeschrieben wird, als sich aus der Ausnützung der zulässigen Betonspannungen ergäbe (Abb. 37), dann gelten unmittelbar die Gl. 114 und 115, in welche die Sonderwerte $n = \frac{1}{3}$, $\alpha = 15$, $\sigma_b = 40$, $k_n = o$ und e einzusetzen sind. Man wird brauchbare Ergebnisse erhalten, wenn die Druckarmierung in der Mitte der Platte liegend angenommen wird; es ist also $e = 1 - \frac{p}{2}$ (s. Abb. 40).

Die Beziehungen lauten dann:

$$\mu = \left(1 - \frac{3}{2} p\right) \cdot \left(\frac{p}{30} + \frac{\mu'}{2}\right) \quad \ldots\ldots \quad (148.)$$

$$k_b = 240\,p\,(1 - p)^2 + 900\,\mu'\,(4 - 8\,p + 3\,p^2).$$

Für letztere Gleichung kann man angenähert schreiben:

$$k_b = 240\,(1 - p)^2\,(p + 15\,\mu') \quad \ldots\ldots \quad (149.)$$

Daraus ist die erforderliche Druckarmierung

$$\mu' = \frac{k_b}{3600\,(1 - p)^2} - \frac{p}{15} \quad \ldots\ldots \quad (150.)$$

Tabelle VI.

Berechnung der Rippenbalken mit $p < n$.

σ_e	σ_b	$\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$	n	μ		k_b	$h = a \cdot \sqrt{M^{m\,t/m}}$	
				allgemein	p = n bis 0,1		a allgemein	a: p = n bis 0,1
1200	40	30	$\frac{3}{9}$	$\frac{p(2-3p)}{60}$	$\frac{1}{180}$ bis $\frac{1}{353}$	$240\,p\,(1-p)^2$	$\frac{5}{(1-p)\cdot\sqrt{p}}$	13,0 bis 17,6
	30	40	$\frac{3}{11}$	$\frac{p(6-11p)}{240}$	$\frac{1}{293}$ bis $\frac{1}{490}$	$30\,p\left(6-14\,p+\frac{22}{3}\,p^2\right)$	$\sqrt{\frac{200}{p\left(6-14\,p+\frac{22}{3}\,p^2\right)}}$	16,4 bis 20,7
	24	50	$\frac{3}{13}$	$\frac{p(6-13p)}{300}$	$\frac{1}{433}$ bis $\frac{1}{638}$	$24\,p\left(6-16\,p+\frac{26}{3}\,p^2\right)$	$\sqrt{\frac{250}{p\left(6-16\,p+\frac{26}{3}\,p^2\right)}}$	19,8 bis 23,6
	20	60	$\frac{3}{15}$	$\frac{p(6-15p)}{360}$	$\frac{1}{600}$ bis $\frac{1}{800}$	$40\,p\,(3-9\,p+5\,p^2)$	$\sqrt{\frac{150}{p\,(3-9\,p+5\,p^2)}}$	23,2 bis 26,4

Die Bestimmung der Abmessungen der Hohlbalken und Gitterträger erfolgt nach denselben Regeln wie für die Plattenbalken.

Die Tabelle VI bringt eine Zusammenstellung der Armierungen, Biegungsspannungen und der Nutzhöhen nach der Formel

$$h = a \sqrt{M^{m\,t/m}}$$

für $\sigma_e = 1200$ und $\sigma_b = 40$ bis 20 kg/qcm.

Für die Schubarmierung und den Durchmesser der Eisenstäbe gelten auch hier angenähert die Formeln 122 und 135, wobei für b die Minimalbreite der Rippe einzusetzen ist.

Beispiel 5. Ein Plattenbalken zu bemessen für $M = 800\,000$ cmkg, Breite $b = 200$, Plattendicke $d = 8$, Nutzhöhe $h = 40$ cm; $\sigma_b \leqq 40$ kg/qcm.

Formel 146 liefert

$$f_e = \frac{M}{1000\,h} = 20 \text{ qcm.}$$

Es ist $\mu = \frac{f_e}{b\,h} = \frac{20}{200 \,.\, 40} = 0{,}0025$; nach Abb. 37 muß $\mu < 0{,}0047$; nach Abb. 35 ist hierbei $n > 0{,}22$; die Nullinie liegt also $0{,}22 \,.\, 40 = 8{,}8$ cm vom Druckrande. Zur Kontrolle ist nach Gl. 14 der Abstand $x = 9{,}7$, nach Gl. 15 der Abstand $y = 3{,}06$; nach Gl. 16 ist $\sigma_e = 1090$ kg/qcm, also entsprechend.

Beispiel 6. Welche Armierungen muß ein Plattenbalken von $b = 100$, $h = 40$, $d = 8$ cm für $M = 960\,000$ cmkg erhalten? $\sigma_b = 40$, $\sigma_e = 1200$ kg/qcm.

$$p = \frac{d}{h} = 0{,}2, \quad k_b = \frac{M}{\frac{1}{6}\,b\,h^2} = 36 \text{ kg/qcm.}$$

Nach Abb. 37 ist für $p = 0{,}2$ das $k_b = 31$; es ist deshalb Druckarmierung notwendig. Nach Formel 150 ist $\mu' = 0{,}0023$, also $f_e' = \mu' \,.\, b\,h = 9{,}2$ qcm und nach Gl. 148 beträgt $\mu = 0{,}0053$, daher $f_e = \mu \,.\, b\,h = 21{,}2$ qcm.

Beispiel 7. Gitterträger von $b = 25$ und $h = 30$ cm für $M = 100\,000$ cmkg zu bemessen. $\sigma_e < 1200$, $\sigma_b < 40$ kg/qcm.

Nach Formel 146 ist $f_e = \frac{M}{1000\,h} = 3{,}33$ qcm; $\mu = \frac{f_e}{b\,h} = \frac{3{,}33}{25 \,.\, 30} = 0{,}0044$; nach Abb. 37 muß $p \geqq 0{,}133$, daher $d \geqq p\,h = 4$ cm.

Beispiel 8. Dimensionierung eines frei aufliegenden Plattenbalkens von 8 m Spannweite und 1000 kg/qm Nutzbelastung; Plattenstärke $d = 10$ cm; zulässige Beanspruchungen $\sigma_b = 30$, $\sigma_e = 1200$ kg/qcm.

Eigengewicht schätzungsweise		400 kg/qm
Nutzlast		1000 „
Gesamtlast . .	q =	1400 kg/qm = 1,4 t/qm.

$$M = \frac{q\,l^2}{8} = \frac{1{,}4 \,.\, 8^2}{8} = 11{,}2 \text{ mt.}$$

Da laut Tabelle VI a = 16,4 bis 20,7, so ergäbe sich ein $h = a\sqrt{M}$ = 55 bis 69 cm; wir wählen daher $p = \frac{d}{h} = \frac{1}{6}$, womit nach Tabelle

$$a = \sqrt{\frac{200}{p\left(6 - 14\,p + \frac{22}{3}\,p^2\right)}} = 17{,}6$$

und daher $h = a\sqrt{M} = 17{,}6\sqrt{11{,}2} = 59$ cm.

Die erforderliche Armierung beträgt nach Tabelle

$$\mu = \frac{p\,(6 - 11\,p)}{240} = \frac{\frac{1}{6}\left(6 - \frac{11}{6}\right)}{240} = 0{,}0029, \text{ auf 1 m Breite}$$

$$f_e = \mu\,b\,h = 0{,}0029\,.\,100\,.\,59 = 17{,}1 \text{ qcm.}$$

c) Die Berechnung der Schubarmierung.

In der Regel wird bei Plattenbalken die Bedingung

$$V \leqq 4\,b'h$$

nicht erfüllt werden. Die Breite b′ ist so zu bemessen, daß die Zugstäbe Raum finden können, wobei eine Mindestbreite von etwa 10 cm anzunehmen sein wird. Im allgemeinen bleibt es im Ermessen des Konstrukteurs, die Entfernung der Rippen und sonach die Zahl der Stäbe, welche in je einer untergebracht werden müssen, innerhalb gewisser Grenzen zu wählen. Doch ist zu beachten, daß für die statische Berechnung nach den deutschen Normen nur eine Plattenbreite in Betracht kommt, welche kleiner als 1/3 der Stützweite ist. Diese Bestimmung ist dort von Bedeutung, wo infolge kleiner Konstruktionshöhen die zulässigen Betondrücke ausgenützt werden müssen. Die Breite der Stege wählt man also meist aus Gesichtspunkten, welche die Scherfestigkeit des Betons nicht in Betracht ziehen.

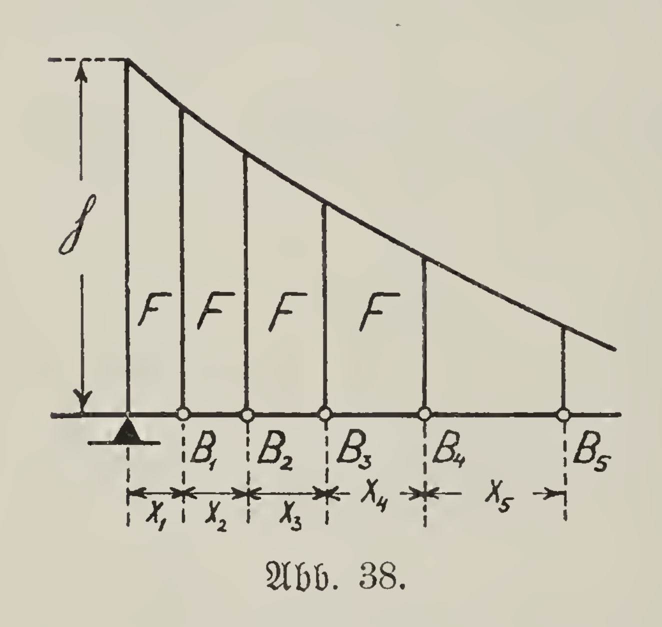


Abb. 38.

Die Schubkräfte müssen deshalb durch eiserne Bügel von rechteckigem oder kreisförmigem Querschnitt aufgenommen werden, welche von der Zugarmierung bis in die Platte reichen.

In Abb. 38 ist die Linie der Schubkräfte 𝔥 für einen Balken aufgetragen. Ist der Querschnitt der Bügel auf die behandelte Balkenbreite f_s, die zulässige Beanspruchung des Eisens auf Abscherung σ_{se} und die Längsentfernung der Bügel x, so gilt die Gleichung

$$\mathfrak{h}\,.\,x = f_s\,.\,\sigma_{se},$$

woraus

$$x = \frac{f_s\,.\,\sigma_{se}}{\mathfrak{h}}.$$

Da bei rationeller Dimensionierung $\mathfrak{h} \stackrel{=}{<} \frac{9}{8} \cdot \frac{V}{h}$, so ist

$$x = \frac{8}{9} \frac{h}{V} \cdot f_s \cdot \sigma_{se} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (151.)$$

Durch $\mathfrak{h}$ und x wird eine Fläche F gebildet (Abb. 38). Teilt man die Schubkraftfläche in Teile, welche F gleich sind, so erhält man die Punkte B_1, B_2 usw., in welchen Bügel anzuordnen sind.

In der Regel hat man es mit gleichmäßig verteilten Lasten zu tun. Die Schubkraftflächen sind dann Dreiecke, deren Flächen die Größe der Gesamtschubkräfte des Trägers darstellen. Aus Abb. 39 erhalten wir die Zahl z der Bügel auf die Länge s aus

$$\frac{\mathfrak{h}\, s}{2} = z \,.\, f_s \,.\, \sigma_{se}, \text{ woraus mit}$$

$$\mathfrak{h} = \frac{9}{8} \cdot \frac{V}{h},$$

$$z = \frac{9}{16} \cdot \frac{s}{f_s \,.\, \sigma_{se}} \cdot \frac{V}{h} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (152.)$$

Für den frei aufliegenden Balken auf 2 Stützen mit der Gesamtbelastung Q ist $s = \frac{l}{2}$ = der halben Spannweite und $V = \frac{Q}{2}$, daher auf eine Balkenhälfte

$$z = \frac{9}{64} \cdot \frac{l}{f_s \,.\, \sigma_{se}} \cdot \frac{Q}{h} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (153.)$$

Nimmt man $\sigma_{se} = 800$ kg/qcm an und setzt $\frac{Q\,l}{8} = M$, so wird auch abgerundet

$$z = 0{,}0014 \cdot \frac{M}{f_s \,.\, h} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (154.)$$

Die Verteilung der Bügel erfolgt nach dem Prinzip, welches die Abb. 38 zeigt, indem die Schubkraftflächen gleich gemacht werden. Dies erfolgt bei gleichmäßig verteilter Belastung durch Auftragen der Wurzeln von 1 bis z und Ziehen der Parallelen $\sqrt{z}\,.\,B_1$. Die Lage der Bügel ist durch B_1, B_2, B_3 usw. bestimmt (s. Abb. 39).

Abb. 39.

Bei dieser Berechnung ist auf die Mitwirkung der Betonscherfestigkeit verzichtet. Dieselbe kann jedoch berücksichtigt werden, wenn man die Querkraft V um den Betrag verringert, welchen den Beton aufzunehmen vermag. Derselbe beträgt $V_b = 4\, b'h$ (nach Formel 122).

Beispiel 9. Balken aus Beispiel 8; $M = 1\,120\,000$ cmkg, $h = 59$ cm. Gewählt werden Rundeisenbügel von 8 mm Durchmesser mit $f_s = 0{,}50$ qcm; die Anzahl der Querschnitte auf eine Balkenhälfte ist nach Gl. 154

$$z = 0{,}0014 \cdot \frac{1\,120\,000}{0{,}5 \,.\, 59} = 54$$

auf 1 m Balkenbreite.

Nach Gl. 135 soll $$d \leqq \frac{16\, f_e\, h}{V}$$

$$V = 4 \,.\, 1400 = 5600 \text{ kg}, \quad f_e = 17{,}1,$$

daher $$d \leqq \frac{16 \,.\, 17{,}1 \,.\, 59}{5600} = 2{,}88 \text{ cm}.$$

Wählt man $d = 27$ mm mit 5,726 qcm Querschnitt, so sind bei $b = 200$ cm Rippenentfernung $\frac{2 \,.\, 17{,}1}{5{,}726} = 6$ Rundeisen in jeder Rippe erforderlich.

Legt man auf je ein Rundeisenpaar einen Bügel mit zwei Bügelquerschnitten ein, so ergeben sich für je eine Balkenhälfte $\frac{2 \,.\, 54}{2 \,.\, 3} = 18$ Rippenquerschnitte, welche eine Schubarmierung besitzen müssen. Ihre Entfernungen von der Balkenmitte erhält man graphisch (Abb. 39) oder rechnerisch aus der Beziehung

$$e_1 : e_2 : e_3 : e_4 : \ldots\ldots : \frac{l}{2} = \sqrt{1} : \sqrt{2} : \sqrt{3} : \sqrt{4} : \ldots\ldots : \sqrt{18},$$

woraus mit $l = 800$ cm

$$e_1 = \frac{400}{\sqrt{18}} \cdot \sqrt{1},\ e_2 = \frac{400}{\sqrt{18}} \cdot \sqrt{2},\ e_3 = \frac{400}{\sqrt{18}} \cdot \sqrt{3},\ e_4 = \frac{400}{\sqrt{18}} \cdot \sqrt{4},\ \ldots.$$

Ihre Entfernung an den Auflagern beträgt

$$x = \frac{400\sqrt{18}}{\sqrt{18}} - \frac{400 \,.\, \sqrt{17}}{\sqrt{18}} = 11{,}2 \text{ cm}.$$

d) Die Abmessungen der Platte.

Die Platte stellt in ihrem Querschnitt einen durchgehenden Balken vor, welcher auf den Rippen aufruht. Bei gleichmäßig verteilter Belastung ist die Platte als ein zwischen den Rippen eingespannter Balken zu betrachten, dessen größte Biegungsmomente über den Rippen $-\frac{q\,b^2}{12}$, zwischen denselben $+\frac{q\,b^2}{24}$ sind (s. Abb. 40), sofern für die Aufnahme negativer Momente vorgesorgt ist. Wird die Platte in der Nähe der Rippen verstärkt, so daß dort keine Gefahr besteht, dann kann ihre Dicke für das Moment $\frac{q\,b^2}{24}$ ermittelt werden. In der Regel wird man aber mit $\frac{q\,b^2}{10}$ bis $\frac{q\,b^2}{12}$ zu rechnen haben. Ist die Entfernung der Rippen sehr groß, so müssen Querrippen eingeschaltet werden, die wie die

Hauptrippen zu berechnen sind. Als Spannweite der Platte ist dann die kleinere Seite des Rippenfeldes zu betrachten.

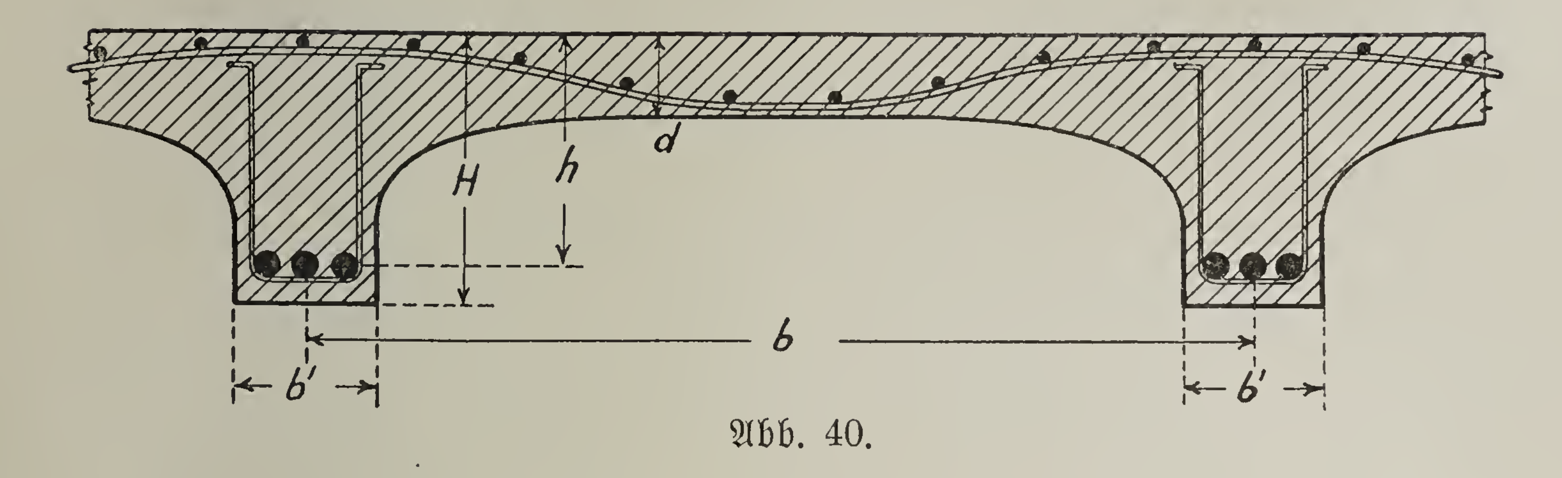


Abb. 40.

Da nun im oberen Teile der Plattenmitte Druck entsteht, welcher sich mit den Pressungen des Plattenbalkens nach einem bestimmten Gesetze summiert, so wird es sich empfehlen, mit den Betonspannungen nicht bis an die zulässige Grenze zu gehen. Die größte Druckbeanspruchung des Betons erfolgt analog der in einer allseits aufruhenden Platte schräg zu den Hauptrichtungen. Ihre genaue Berechnung wäre sehr schwierig und in Anbetracht des Materiales ohne großen Wert. Als Ergebnis des Vorstehenden genügt es, zu betonen, daß den Plattenbalken mit relativ schwacher Armierung und daher größerer Höhe der Vorzug einzuräumen ist.[1])

27. Balken mit für sich tragfähigen Eiseneinlagen.

Als für sich tragfähige Eiseneinlagen kommen gewalzte Profile oder genietete Balken in Betracht. Sind dieselben von verhältnismäßig geringer Höhe und daher kleinem Trägheitsmoment, so wird man sich die Eisenflächen in ihrem Schwerpunkt vereinigt denken und die Berechnung mit den Formeln 117 und folgenden, insbesondere mit 146 vornehmen können.

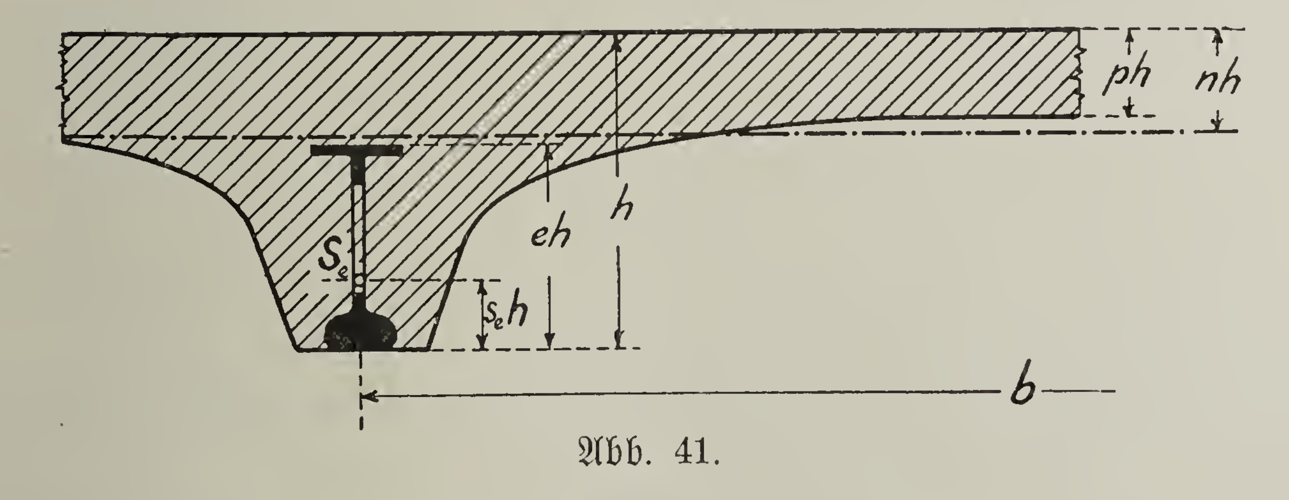


Abb. 41.

Handelt es sich aber um größere Profile, deren Trägheits- und Widerstandsmomente bedeutend sind, so muß eine besondere Beurteilung Platz greifen.

---

[1]) Siehe Dr. Thullie: Dimensionierung der T-förmigen Träger in Beton und Eisen, 1904, 5. Heft und 1905, 3. Heft.

Wir wollen jedoch hier nur den einfachsten Fall untersuchen, bei dem die ganze Druckzone des Betonquerschnitts als Rechteck betrachtet werden kann.

In den allgemeineren Formeln 111, 112 und 113 ist dann $k_n = o$ und $p = n$ zu setzen (s. Abb. 41).

Der Anteil der Eisenfläche am Querschnitt bh beträgt daher aus Gl. 111

$$\mu_e = \frac{n^2}{2\alpha(1 - n - s_e)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (155.)$$

Die Biegungsspannung aus Gl. 112 ist

$$k_b = \left\{ n\,[3\,(1 - s_e) - n] + \frac{\alpha\,\mu_i}{2\,n} \right\} \sigma_b \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (156.)$$

Diese Formeln eignen sich für die unmittelbare Ermittlung der Abmessungen nicht, weil der Zusammenhang zwischen s_e, μ_e und μ_i unbekannt ist. Man kann mit ihnen jedoch leicht die Spannungen ermitteln, welche in einem angenommenen oder gegebenen Querschnitt herrschen.

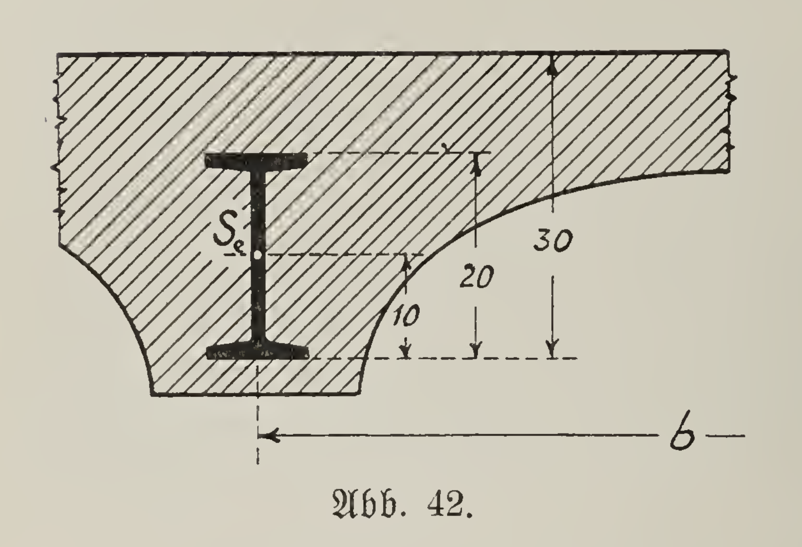


Abb. 42.

Beispiel 1. I N-P 20 in Entfernungen von b = 1,50 m, Biegungsmoment M = 4 mt, Nutzhöhe h = 30 (s. Abb. 42).

$$k_b = \frac{M}{\frac{1}{6} b\,h^2} = 18 \text{ kg/qcm.}$$

$$F_e = 33{,}4, \; F_b = b\,h = 4500 \text{ qcm}, \; \mu_e = \frac{F_e}{F_b} = 0{,}0074.$$

$$s_e = \frac{10}{30} = 0{,}33, \quad J_e = 2139, \quad J_b = \frac{1}{12}\,b\,h^3 = 337\,500 \text{ cm}^4,$$

$$\mu_i = \frac{J_e}{J_b} = 0{,}0063.$$

$$\alpha = 15.$$

Aus Gl. 155 ist $n = 0{,}29$, aus Gl. 156 beträgt $\sigma_b = 27$ kg/qcm und aus Gl. 101 $\sigma_e = 972$ kg/qcm.

Der I-Balken für sich könnte bei gleicher Eisenbeanspruchung 2,08 mt tragen.

Für die häufigst vorkommenden Profile kann man den Zusammenhang zwischen μ_e und μ_i angenähert darstellen.

Für I Normalprofile und Bulbeisen ist

$$F_e = \frac{e^2 h_e^2}{13} \text{ und } J_e = 2 \,.\, F_e^2, \; s_e = \frac{e}{2} \text{ bezw. } \frac{e}{3} \text{ für das Bulbeisen.}$$

$$\left.\begin{aligned} \text{Es ist also } \mu_e &= \frac{F_e}{F_b} = \frac{e^2 h^2}{13 . b h} = \frac{e^2 h}{13 b} \\ \mu_i &= \frac{J_e}{J_b} = \frac{2 F_e^2}{\frac{1}{12} b h^3} = 1{,}85\, e^2 \mu_e \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (157.)$$

Für Eisenbahnschienen ist

$$F_e = 0{,}24\, e^2 h^2 \text{ und } J_e = 0{,}56\, F_e^2,\ s_e = \frac{e}{2},$$

demnach

$$\left.\begin{aligned} \mu_e &= \frac{0{,}24\, e^2 h}{b} \\ \mu_i &= 1{,}61\, e^2 \mu_e \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \quad (158.)$$

Beispiel 2. Es sind die Abmessungen einer Bulbeisendecke (s. Abb. 41) zu bestimmen, welche ein Nutzmoment M = 400 000 cmkg auf 1 m Breite aufnehmen soll. Da die Schalung und somit das Eigengewicht zum Teil von den Bulbeisenträgern aufgenommen werden, entstehen in denselben nach einer Schätzung maximale Zugspannungen von 450 kg/qcm.

Es soll daher $\sigma_e = 1200 - 450 = 750$ kg nicht überschreiten, während $\sigma_b = 25$ kg/qcm angenommen wird.

Nach Gl. 136 ist

$$n = \frac{15}{15 + \frac{750}{25}} = \frac{1}{3}.$$

Mit einem gewählten $s_e = 0{,}2$ wird nach Gl. 155

$$\mu_e = \frac{1}{126}.$$

Da $s_e = 0{,}2$, so ist $e = 0{,}6$, also nach Gl. 157

$$\mu_i = 1{,}85 . 0{,}6^2 \cdot \frac{1}{126} = 0{,}0053.$$

Nach Gl. 156 ist

$$k_b = \left\{\frac{1}{3}[3 . 0{,}8 - 0{,}33] + \frac{15 . 0{,}0053}{\frac{2}{3}}\right\} \cdot 25 = 0{,}79 . 25 = 20 \text{ kg/qcm}.$$

Aus $\frac{1}{6} 100 h^2 . 20 = 400\,000$ ist

$$h = 35 \text{ cm}.$$

Die Bulbeisenhöhe ist 0,6 . 35 = 21; gewählt wird Nr. 22. (Gewalzt werden Nr. 22, 26 und 30.) Hätte die Rechnung einen zu niedrigen Eisenbalken ergeben, so wäre s_e, bezw. e größer anzunehmen. Mit $n = \frac{1}{3}$ liegt die Nullinie 11,7 cm vom Druckrande. Die Trägerentfernung ergibt sich aus Gl. 157 mit $b = 1\frac{1}{4}$ m.

Eine wesentliche Vereinfachung der Rechnung ist mit Hilfe der in Tabelle VII zusammengestellten Werte möglich, für welche μ_e und μ_i mit den Formeln 157 und 158 spezialisiert werden müssen.

Tabelle VII.
Großprofilig armierte Balken.

$\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$	n	$\frac{k_b}{\sigma_b}$ und μ_e	s_e					
			0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
60	$\frac{1}{5}$		0,56	$0,50 + 37,5\,\mu_i$	$0,44 + 37,5\,\mu_i$	$0,38 + 37,5\,\mu_i$	$0,32 + 37,5\,\mu_i$	$0,26 + 37,5\,\mu_i$
45	$\frac{1}{4}$		0,69	$0,61 + 30\,\mu_i$	$0,54 + 30\,\mu_i$	$0,46 + 30\,\mu_i$	$0,39 + 30\,\mu_i$	$0,31 + 30\,\mu_i$
30	$\frac{1}{3}$	$\frac{k_b}{\sigma_b}$	0,89	$0,79 + 22,5\,\mu_i$	$0,69 + 22,5\,\mu_i$	$0,59 + 22,5\,\mu_i$	$0,49 + 22,5\,\mu_i$	$0,39 + 22,5\,\mu_i$
25	$\frac{3}{8}$		0,98	$0,87 + 20\,\mu_i$	$0,76 + 20\,\mu_i$	$0,65 + 20\,\mu_i$	$0,53 + 20\,\mu_i$	$0,42 + 20\,\mu_i$
20	$\frac{3}{7}$		1,10	$0,97 + 17,5\,\mu_i$	$0,84 + 17,5\,\mu_i$	$0,72 + 17,5\,\mu_i$	$0,59 + 17,5\,\mu_i$	$0,46 + 17,5\,\mu_i$
60	$\frac{1}{5}$		$\frac{1}{600}$	$\frac{1}{525}$	$\frac{1}{450}$	$\frac{1}{375}$	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{225}$
45	$\frac{1}{4}$		$\frac{1}{360}$	$\frac{1}{312}$	$\frac{1}{264}$	$\frac{1}{216}$	$\frac{1}{168}$	$\frac{1}{120}$
30	$\frac{1}{3}$	μ_e	$\frac{1}{180}$	$\frac{1}{153}$	$\frac{1}{126}$	$\frac{1}{99}$	$\frac{1}{72}$	$\frac{1}{45}$
25	$\frac{3}{8}$		$\frac{1}{133}$	$\frac{1}{112}$	$\frac{1}{91}$	$\frac{1}{69}$	$\frac{1}{48}$	$\frac{1}{27}$
20	$\frac{3}{7}$		$\frac{1}{93}$	$\frac{1}{77}$	$\frac{1}{61}$	$\frac{1}{44}$	$\frac{1}{28}$	$\frac{1}{12}$

Die Größe der Haftkraft h_a des Eisens im Beton ergibt sich aus Gl. 113. Wie sich die Haftspannungen am Umfang des Profils verteilen, ist schwer festzustellen; es ist jedoch klar, daß dieselben — Scherwiderstand des Betons vorausgesetzt — dort am größten sind, wo die Querschnittsflächen die kleinsten Berührungsflächen besitzen, also im Bulb und im Flansch. Im allgemeinen werden die Haftspannungen bedeutend größer sein als bei Eiseneinlagen mit kleinen Querschnitten, und sie stellen deshalb eine wunde Stelle der großprofilig armierten Betonkonstruktionen dar, sofern nicht besondere Vorkehrungen für ihre sichere Aufnahme getroffen werden. (S. Bulbeisendecke Abs. 58.) Wird vorausgesetzt, daß die Scherfestigkeit des Betons nicht viel größer sei als der Gleitwiderstand, dann erfolgt die Abscherung längs der kleinsten Fläche, welche dem Eisenprofil umschrieben ist; d. h. es kommt der Gleitwiderstand zwischen Beton und Eisen gar nicht zur Geltung, sondern bloß die Schubfestigkeit.

β) Abmessungen gedrückter Konstruktionsteile.

28. Säulen und Stützen mit Axialdruck.

Ist f der Gesamtquerschnitt der Stütze und N die in der Richtung der Schwerlinie wirkende Belastung, so ist angenähert

$$N = f\sigma_b + f_e\sigma_e,$$

woraus die Druckspannung des Eisenbetons

$$k = \frac{N}{f} = (1 + \alpha\mu) \,.\, \sigma_b \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (159.)$$

Mit Einführung von $\alpha = 15$ und der zulässigen Betonpressung $\sigma_b = \frac{1}{10}$ der Bruchfestigkeit $200 = 20$ kg/qcm ist

$$k = 20 + 300\,\mu \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (160.)$$

Wenn die zulässige Säulenpressung k bekannt ist, kann der Querschnitt nach den gewöhnlichen Formeln bestimmt werden.

Bei längeren Stützen ist auch die Größe des erforderlichen Trägheitsmomentes J wegen der Knickgefahr zu ermitteln. Setzt man den Sicherheitsgrad $s = 10$, $\pi^2 = 10$, $E_e = 2\,000\,000$ und $\alpha = 15$, so wird mit den Gl. 31 und 30 unter Einsetzung von N in Tonnen und l in Metern

$$J = \frac{75}{1 + 15\,\mu} \,.\, N l^2 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (161.)$$

Für quadratischen Querschnitt ist

$$J = \frac{a^4}{12} = \frac{s N l^2}{E \pi^2} \text{ (Gl. 30).}$$

Mit $N = f(1 + \alpha\mu) \,.\, \sigma_b$ und $E = E_e \dfrac{1 + \alpha\mu}{\alpha}$ (Gl. 31) wird

$$\left.\begin{aligned} \frac{a^4}{12} &= \frac{\alpha \cdot s \cdot f \cdot l^2 \cdot \sigma_b}{E_e \cdot \pi^2} \\ a^2 &= f \end{aligned}\right\}$$

Durch Division der beiden Gleichungen erhält man das Verhältnis der Säulenlänge l zur Quadratseite a, welches die Grenze zwischen überwiegender Druck- und überwiegender Knickbeanspruchung angibt. Es ist

$$\frac{l}{a} = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_e}{12 s \alpha \sigma_b}} \quad \text{(162.)}$$

Mit den obigen Werten wird

$$\frac{l}{a} = 23 \quad \text{(163.)}$$

d. h. ist die Knicklänge größer als 23 a, so kommt für die Dimensionierung in erster Linie die Knickformel 161, im anderen Falle die Druckformel 160 zur Anwendung.

Bei kreisrunden Querschnitten ist $J = \frac{\pi d^4}{64}$ und $f = \frac{\pi d^2}{4}$ und das Verhältnis

$$\frac{l}{d} = \frac{\pi}{4} \cdot \sqrt{\frac{E_e}{s \alpha \sigma_b}} \quad \text{(164.)}$$

Mit denselben Werten wie früher beträgt

$$\frac{l}{d} = 20 \quad \text{(165.)}$$

Die Eisenstäbe sind durch Querverbände, deren Entfernung l_e sei, gegeneinander festzuhalten. Ist der Durchmesser der Rundeisen d_e, ihre Fläche f_e, ihre Spannung $\sigma_e = \alpha \sigma_b$, so gelten die Gleichungen:

$$\begin{aligned} J_e = \frac{d_e^4 \pi}{64} &= \frac{s \cdot N_e l_e^2}{E_e \pi^2} = \frac{s \cdot (f_e \cdot \alpha \sigma_b) l_e^2}{E_e \cdot \pi^2} \\ \frac{d_e^2 \pi}{4} &= f_e \end{aligned}$$

Hieraus ergibt sich

$$\frac{l_e}{d_e} = \frac{\pi}{4} \cdot \sqrt{\frac{E_e}{s \cdot \alpha \sigma_b}} \quad \text{(166.)}$$

Mit dem Sicherheitsgrad $s = 5$ wird

$$\frac{l_e}{d_e} = 29 \quad \text{(167.)}$$

In der Tabelle VIII sind die zulässigen Eisenbetonpressungen k und die Verhältnisse $\frac{l}{a}$, $\frac{l}{d}$ und $\frac{l_e}{d_e}$ enthalten, wenn die Betonpressungen von 30 bis 15 kg/qcm abnehmen.

Tabelle VIII.
Berechnung von Säulen.

σ_b	k	μ	$\frac{l}{a}$	$\frac{l}{d}$	$\frac{l_e}{d_e}$
30	$30 + 450\,\mu$	$\frac{k - 30}{450}$	19	16	24
25	$25 + 375\,\mu$	$\frac{k - 25}{375}$	21	18	26
20	$20 + 300\,\mu$	$\frac{k - 20}{300}$	23	20	29
15	$15 + 225\,\mu$	$\frac{k - 15}{225}$	27	24	33

Beispiel. Belastung $N = 20$ t, Knicklänge $l = 6$ m, gewähltes $\mu = 0{,}02$, gegebenes $\sigma_b = 25$. Nach Tabelle

$k = 25 + 375 \cdot 0{,}02 = 32{,}5$, $f = \frac{N}{k} = \frac{20\,000}{32{,}5} = 625$ qcm, $a = 25$ cm.

$\frac{l}{a} = \frac{600}{25} = 24$; Grenze bei 21, daher Knickberechnung. Nach Formel 161 ist

$$J = \frac{75}{1 + 15 \cdot 0{,}02} \cdot 20 \cdot 6^2 = 41\,540 \text{ cm}^4,$$

$$a = 27 \text{ cm}, \quad f_e = \mu\, a^2 = 0{,}02 \cdot 729 = 14{,}58 \text{ qcm}.$$

Gewählt 4 Rundeisen $d_e = 22$ mm mit $f_e = 4 \cdot 3{,}80 = 15{,}20$ qcm, $l_e = 26\,d_e = 26 \cdot 2{,}2 = 57$ cm.

29. Berechnung der Bruchspannungen armierter Betonsäulen.

Ist nach dem obigen die Querschnittsermittlung der Eisenbetonsäule auf die für homogene Querschnitte geltende Berechnung zurückgeführt, so erübrigt hier noch, in Ergänzung der Spannungsbestimmung eine kurze Bemerkung über die Bruchfestigkeiten einzufügen.

Nach der Erfahrung nimmt die Druckfestigkeit prismatischer Körper, noch bevor Knickerscheinungen auftreten, mit der Länge ab, so daß also ein kurzes Prisma höhere Drücke auszuhalten vermag als ein längeres aus demselben Material. Auch ist die Querschnittsform mitbestimmend. Die die Festigkeit charakterisierenden Zahlen müssen deshalb auf eine bestimmte Form der Druckprobe bezogen werden. Meist wählt man die Würfelform und spricht dann von der Würfelfestigkeit. Die Zerstörung längerer Prismen erfolgt in der Regel durch die Bildung von Gleitflächen oder Bruchkegeln unter lautem Geräusch oder Knall. Für ihr

Entstehen sind die Schubspannungen und der innere Reibungswiderstand maßgebend. Solche Mittel, welche das Gleitbestreben längs schiefer Querschnitte hemmen, wie z. B. eine Längsarmierung und insbesondere eine Eisenumschnürung, müssen demnach die Bruchfestigkeit wesentlich heben, wie auch die Versuche beweisen. Während also die Druckfestigkeit einer Betonstütze mit wachsender Länge auf $^1/_2$, $^1/_3$ ihrer Würfelfestigkeit und mehr fällt, wird diese durch die Armierung mehr oder weniger erhalten, ja sie kann sogar gesteigert werden. Der Vorteil der Armierung besteht demnach nicht so sehr in der mechanischen Spannungsaufnahme durch das Eisen nach der Formel 159, sondern hauptsächlich in ihrem indirekten Einfluß auf die Erhöhung bezw. Erhaltung der Betonfestigkeit. Es erscheint daher die in Preußen erlassene Vorschrift über 10fache Sicherheit etwas ängstlich, und es dürfte eine Zahl $s = 6$ bis $7^1/_2$ ausreichen. (Die vom Verband deutscher Arch.- und Ing.-Vereine vorgeschlagenen Normen lassen bei 180 bis 200 kg/qcm Betonfestigkeit 35 kg reinen Druck zu; es beträgt also $s = 5{,}2$ bis $5{,}8$. Die Minimalarmierung hat 0,8 % zu erreichen.)

Theoretisch kann die Bruchfestigkeit armierter Stützen wie folgt ermittelt werden:

Es sei φ der Reibungswinkel des Eisenbetons in der Bruchfläche, β das Verhältnis der Zugelastizitäten des Eisens und Betons (analog α); die Spannungen in einem am stärksten beanspruchten schiefen Schnitt (Gleitfläche) seien im Beton auf Schub σ_s, in der Längsarmierung auf Schub $\sigma_{se} = \beta\,\sigma_s$, in der Umschnürung auf Zug σ_u; der Raumanteil der Längsarmierung sei μ, jener des Umschnürungseisens μ_u. Die Bruchfestigkeit des längs- und spiralumschnürten Betonzylinders ist dann begrenzt durch [1])

$$k_B = 2\,\mathrm{tang}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)(1 + \beta\mu)\,.\,\sigma_s + \mathrm{tang}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)\cdot\frac{\mu_u}{2}\cdot\sigma_u \quad . \quad . \quad (168.)$$

Der erste Summand von k_B stellt die Eigenfestigkeit des armierten Betonzylinders, der zweite die Vermehrung des Widerstandes durch die Umschnürung vor. $45 + \frac{\varphi}{2} = \psi$ bedeutet den Bruchwinkel, welcher nach ausgeführten Versuchen $65^1/_2{}^0$ beträgt (Mitteilungen von Pourcel und Considère); $\varphi = 41^0$, Reibungskoeffizient $\mathrm{tg}\,\varphi = \mathrm{tg}\,41^0 = 0{,}87$.

Zwischen σ_s und σ_u besteht ein bestimmter Zusammenhang; angenähert ist aber $\beta\,\sigma_s = \sigma_{se} \backsim \sigma_u$. Setzt man ferner

$$2\,\mathrm{tang}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \backsim \mathrm{tang}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \backsim 4{,}5$$

so wird

$$k_B = 4{,}5\,\sigma_s\,.\left[1 + \beta\left(\mu + \frac{\mu_u}{2}\right)\right] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (169.)$$

---

[1]) Die Ableitung gibt der Verfasser in Z. f. A. u. I., Hannover 1904, V. H. und 1905, I. H.

Überschreitet σ_s die Schubfestigkeit des Betons, dann tritt diese außer Aktion, und der Bruchwiderstand ist nun begrenzt durch

$$k_B' = 4{,}5\,\sigma_{se} \cdot \left[\mu + \frac{\mu_u}{2}\right] \quad \ldots\ldots \quad (170.)$$

Wird auch die Scherfestigkeit des Eisens überwunden, dann verbleibt bloß der Widerstand, den die Umschnürung gegen die endgültige Zerstörung leistet; dieser beträgt

$$k_B'' = 4{,}5\,\sigma_u \cdot \frac{\mu_u}{2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (171.)$$

Beispiel. Es ist die voraussichtliche Druckfestigkeit eines $2^1/_2$ % längsarmierten und 6 % spiralumschnürten Betonzylinders zu ermitteln.

$\mu = 0{,}025$, $\mu_u = 0{,}06$. Annahmen $\sigma_s = 30$, $\sigma_{se} = 3000$, $\sigma_u = 4000$ kg/qcm, $\beta = 40$. Nach Gl. 169 ist

$$k_B = 4{,}5\,.\,30\,.\left[1 + 40\left(0{,}025 + \frac{0{,}06}{2}\right)\right] = 432 \text{ kg/qcm.}$$

Nach Gl. 170 beträgt

$$k_B' = 4{,}5\,.\,300\,.\left[0{,}025 + \frac{0{,}06}{2}\right] = 742 \text{ kg/qcm.}$$

Nach Gl. 171 ist

$$k_B'' = 4{,}5\,.\,4000\,.\,\frac{0{,}06}{2} = 540 \text{ kg/qcm.}$$

Der Bruch erfolgte hiernach bei 742 kg/qcm Druck mit dem Abscheren der Längsarmierung, womit das Reißen der Umschnürung verbunden sein müßte, da $k_B'' < k_B'$. (Der Versuch Considères an der Brücke von Ivry, Paris, bewies bei den genannten Armierungen bis 719 kg/qcm Druckfestigkeit.) Derselbe Betonzylinder ohne Umschnürung besäße nach den Gl. 169 und 170 ein $k_B = 270$, ein $k_B' = 337$ kg/qcm; letztere Zahl gibt die Bruchfestigkeit an. Der reine Betonzylinder könnte nach Gl. 169 einen Druck von 135 kg/qcm aushalten, auch wenn seine Würfelfestigkeit bedeutend höher läge. Berechnet man mit 135 kg Festigkeit den Widerstand des $2^1/_2$ % armierten Zylinders bei mechanischer Spannungsverteilung nach Gl. 159, so erhält man ein $k = 186$ gegen $k_B' = 337$. Die durch die Armierung bedingte Zunahme der Festigkeit beträgt demnach nicht $\frac{186 - 135}{135} = 0{,}375$ oder 37,5 %, sondern tatsächlich $\frac{337 - 135}{135} = 1{,}50$ oder 150 % oder 4mal so viel. Die reine Druckfestigkeit des Betons erhielte sich auf $\frac{k_B'}{1 + \alpha\mu} = \frac{337}{1 + 15\,.\,0{,}025}$ $= 245$ kg, die Beanspruchung des Eisens wäre $\alpha\,.\,245 = 15\,.\,245 = 3680$ kg/qcm, sofern die Annahme $\alpha = 15$ bei diesen hohen Pressungen noch richtig ist.

30. Einseitig gedrückte Querschnitte in Stützen, Gewölben.

a) Armierung mit kleinen Eiseneinlagen.

Solange keine Zugspannungen auftreten, erfolgt die Berechnung einseitig gedrückter Querschnitte mit Formel 32.

Beispiel 1. Eine Säule mit den Abmessungen in Abb. 44 wird einseitig im Abstand a = 4 cm (s. Abb. 43) von der Mittellinie MM durch N = 60000 kg belastet. $f_e = 30$, $f_e' = 10$ qcm. Genügt der Querschnitt?

Bestimmung der Schwerlinie SS: Das statische Moment für die Mittellinie ist:

$$15 \,.\, 10 \,.\, 20 + 15 \,.\, 30 \,.\, 20 = [15 \,.\, (10 + 30) + 50 \,.\, 48] \,.\, x$$
$$x = 4 \text{ cm.}$$

Da a = x, liegt eine Schwerlinienbelastung vor; die gleichmäßig verteilten Betonpressungen sind

$$\sigma_b = \frac{N}{F} = \frac{N}{f + \alpha\,(f_e + f_e')} = \frac{60\,000}{50 \,.\, 48 + 15\;(10 + 30)} = 20 \text{ kg/qcm.}$$

Die Eisenbeanspruchungen betragen

$$\sigma_e = \alpha\sigma_b = 15 \,.\, 20 = 300 \text{ kg/qcm.}$$

Wie weit kann sich N von der Mittellinie entfernen, bis die eine Randspannung Null ist? Hierzu bedürfen wir der Kenntnis der Kernpunkte C und C′ (s. Abb. 44):

$$c = \frac{W}{F}, \quad c' = \frac{W'}{F}.$$

Bestimmung des Trägheitsmomentes und der Widerstandsmomente:

$$J = \frac{1}{12} 48 \,.\, 50^3 + 2400 \,.\, 4^2 + 15\,(10 \,.\, 24^2 + 30 \,.\, 16^2) = 740\,000 \text{ cm}^4.$$

$$W = \frac{J}{21} = 35\,238 \text{ cm}^3.$$

$$W' = \frac{J}{29} = 25\,517 \text{ cm}^3, \; F = 3000 \text{ qcm.}$$

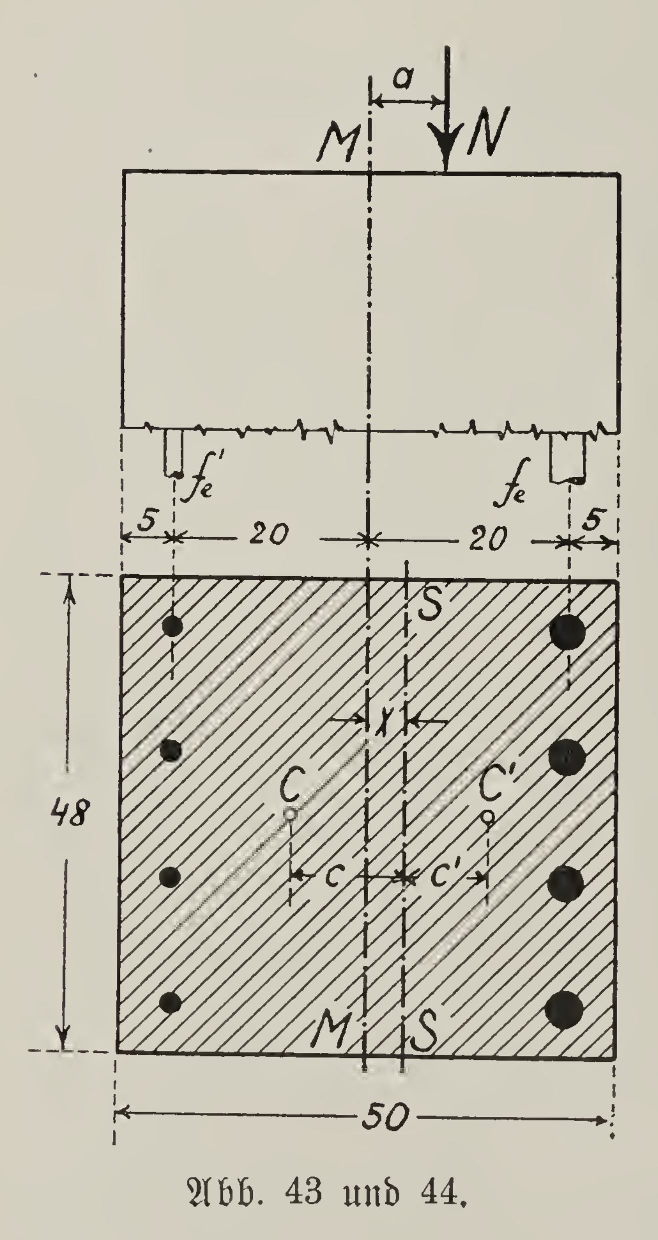


Abb. 43 und 44.

Kernpunktsentfernungen

$$c = \frac{W}{F} = 11{,}7 \text{ cm,}$$

$$c' = \frac{W'}{F} = 8{,}5 \text{ cm.}$$

N kann daher bis 11,7 — 4,0 = 7,7 cm nach links und 8,5 + 4,0 = 12,5 cm nach rechts von der Mittellinie rücken, bis Zugspannungen ent-

stehen. (In der nicht armierten Stütze dürfte die Verschiebung $\frac{50}{6} = 8{,}3$ cm betragen.)

Welche Spannungen entstehen bei N = 60000 kg und a = 10 cm?

$$\sigma_b = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{60\,000}{3000} + \frac{60\,000\,.\,(10-4)}{35\,238} = 20 + 10{,}2 = 30{,}2\,\text{kg},$$

$$\sigma_b{}' = \frac{N}{F} - \frac{M}{W'} = \frac{60\,000}{3000} - \frac{60\,000\,.\,(10-4)}{25\,517} = 20 - 14{,}1 = 5{,}9\,\text{kg}.$$

In der nicht armierten Stütze entstünden die Spannungen 55 Druck und 5 kg/qcm Zug.

Im Falle Zug zu gewärtigen ist, werden die Formeln 114 und 115 angewendet. Beschränken wir uns auf rechteckige Querschnitte, so ist p = n und die Formeln heißen:

$$\frac{k_n}{\sigma_b} = \frac{n}{2} + \frac{e+n-1}{n}\,\alpha\mu' - \frac{1-n}{n}\,\alpha\mu \quad . \; . \; . \; (172.)$$

$$\frac{k_b}{\sigma_b} = n\,(3-n) + \frac{6\,e\,(e+n-1)}{n}\,\alpha\mu' \quad . \; . \; . \; . \; . \; (173.)$$

Gl. 173 stimmt mit 131 (Abs. 25) vollständig überein. Um für einen gegebenen oder angenommenen Betonquerschnitt die Armierung zu ermitteln, setzen wir in den Formeln 172 und 173 die aus N und M sich ergebenden k_n und k_b ein, wählen das zulässige σ_b, setzen $\alpha = 15$ und nehmen eine bestimmte Lage der Druckarmierung an. Wir werden uns von der Wahrheit nicht weit entfernen, wenn e = 0,9 gesetzt wird. Die Gl. 172 und 173 lauten damit:

$$\frac{k_b}{\sigma_b} = n\,(3-n) + 80\,.\left(1 - \frac{1}{10\,n}\right)\cdot\mu' \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (174.)$$

$$\frac{k_n}{\sigma_b} = \frac{n}{2} + 15\,.\left(1 - \frac{1}{10\,n}\right)\mu' - 15\left(\frac{1}{n} - 1\right).\,\mu \quad . \; . \; (175.)$$

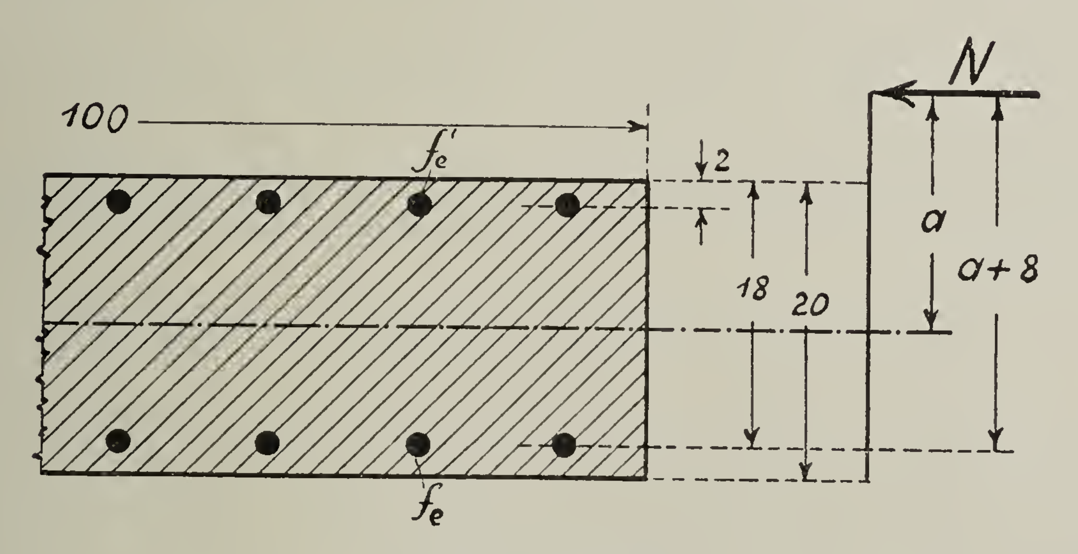


Abb. 45 und 46.

Da diese zwei Gleichungen drei Unbekannte n, μ und μ' enthalten, so sind wir in der Wahl einer derselben innerhalb bestimmter Grenzen frei. Am zweckmäßigsten ist die Wahl von n.

Beispiel 2. Es sind die Armierungen eines angenommenen Gewölbequerschnittes 100 . 20 zu ermitteln, wenn derselbe durch eine a = 16 cm von der Mittellinie entfernte Normalkraft N = 15000 kg beansprucht wird. (Abb. 45 und 46.) Nutzbare Höhe h = 18 cm, $\sigma_b = 40$ kg/qcm.

$$F_b = 100 \,.\, 18 = 1800 \text{ qcm},$$

$$W = \frac{1}{6} 100 \,.\, 18^2 = 5400 \text{ cm}^3,$$

$$M = 15000 \,.\, (a + 8) = 360000 \text{ cmkg}$$ (bezogen auf die Zugarmierung),

$$k_n = \frac{N}{F_b} = \frac{15000}{1800} = 8{,}33,$$

$$k_b = \frac{M}{W} = \frac{360000}{5400} = 66{,}67;$$

$$\frac{k_b}{\sigma_b} = \frac{66{,}67}{40} = 1{,}67,$$

$$\frac{k_n}{\sigma_b} = \frac{8{,}33}{40} = 0{,}21.$$

Für n = 0,4 ist $\mu' = 0{,}0105$, $\mu = 0{,}0049$; $\mu_e = \mu' + \mu = 0{,}0154$.
Mit n = 0,5 ergibt sich $\mu' = 0{,}0065$, $\mu = 0{,}0080$; $\mu_e = \mu' + \mu = 0{,}0145$.
n = 0,6 $\mu' = 0{,}0034$, $\mu = 0{,}0130$; $\mu_e = \mu' + \mu = 0{,}0164$.

Von diesen 3 Versuchen ergibt n = 0,5 die kleinste Armierung; die Druckeisen haben eine Fläche von $f_e' = \mu' \,.\, F_b = 0{,}0065 \,.\, 1800 = 11{,}7$, die Zugeisen $f_e = \mu F_b = 14{,}4$ qcm. Unter Umständen kommt man ohne Druckarmierung aus; darüber gibt Gl. 174 Aufschluß. Wenn $\mu' = 0$, ist mit dieser Gleichung

1,67 = n (3 — n), woraus n = 0,74; aus Gl. 175 wäre $\mu = 0{,}030$, was aber nicht ökonomisch ist, da mit $\mu_e = 0{,}0145$ dieselbe Wirkung erzielt wird.

b) Armierung mit großen Profilen.

Wenn keine Zugspannungen zu erwarten sind, erfolgt die Berechnung wieder mit Formel 32.

Treten im Querschnitt auch Zugbeanspruchungen auf, so wenden wir die allgemeinen Gl. 111 und 112 an. Für rechteckige Querschnitte ist p = n zu setzen:

$$\frac{k_n}{\sigma_b} = \frac{n}{2} - \frac{1 - n - s_e}{n} \alpha \mu_e \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (176.)$$

$$\frac{k_b}{\sigma_b} = n\,[3\,(1 - s_e) - n] + \frac{\alpha \mu_i}{2\,n} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (177.)$$

Letztere Gleichung stimmt mit Gl. 156 überein.

Ist der Zusammenhang zwischen μ_e und μ_i bekannt (s. Gl. 157 und 158), dann können die beiden Formeln zur Ermittlung der Armierung in einem angenommenen Betonquerschnitt bei gegebenem N und M benützt werden. Da dieser Weg indessen beschwerlich ist, wird es vielleicht vorteilhafter sein, die

Spannungen in der gewählten armierten Querschnittsfläche aufzufinden und diese, wenn notwendig, entsprechend abzuändern.

Aus dem Quotienten der Gl. 176 und 177 erhält man mit

$$\frac{k_b}{k_n} = \frac{6\,a}{h} = c,$$

worin a den Abstand der Normalkraft vom Schwerpunkte des Eisenprofils bedeutet (vergl. Abb. 25), eine Gl. 3. Grades (analog Gl. 33), aus welcher n und damit σ_b ermittelt werden kann.

Diese Gleichung lautet:

$$n^3 + 3\,[c - (1 - s_e)]\,.\,n^2 + 6\,\alpha\,\mu_e\,c\,.\,n = \frac{\alpha\,\mu_i}{2} + 6\,\alpha\,\mu_e\,c\,(1 - s_e)\;.\;.\quad (178.)$$

σ_b wird aus Gl. 176, σ_e und σ_e' aus der Gl. 101 gefunden. Dieser Weg ist demnach ebenfalls verhältnismäßig umständlich. Man wird sich deshalb in der Praxis mit der Formel 32 meist begnügen, die zulässigen Spannungen aber entsprechend niedriger ansetzen. Dieses vereinfachte Verfahren wird man ohne Bedenken dann anwenden können, wenn die Zugspannungen des Betons klein sind, da dieser ja tatsächlich Dehnungsbeanspruchungen aufzunehmen vermag.

Beispiel: Gewölbequerschnitt 100 . 30, armiert mit I N. P. 25, welches von den Rändern gleichen Abstand hat, Normalkraft N = 35 000 kg im Abstande a = 10 cm von der gemeinsamen Schwerlinie.

$$\text{Widerstandsmoment } W = \frac{J_b + \alpha\,J_e}{\frac{h}{2}} = \frac{\frac{1}{6}\,100\,.\,30^2 + \frac{15\,.\,4954}{30}}{\ } \text{ bzw. } = \frac{1}{6}\,100\,.\,30^2 + \frac{15\,.\,4954}{\frac{30}{2}} = 19\,954\ \text{cm}^3,$$

$$\text{Widerstandsfläche}\quad F = F_b + \alpha\,F_e = 100\,.\,30 + 15\,.\,49{,}7 = 3745\ \text{qcm};$$

$$\text{Betonspannungen}\quad \sigma_b = -\frac{35\,000}{3745} \pm \frac{35\,000\,.\,10}{19\,954} = -\,9{,}4 \pm 17{,}5$$

$$= \begin{cases} +\,8{,}1 & \text{kg/qcm Zug,} \\ -\,26{,}9 & \text{〃 〃 Druck.} \end{cases}$$

Ohne Armierung wären die Spannungen + 11,8 und — 35,2 kg/qcm.

D. Die maximalen Formänderungen.

Die Erprobung einer Konstruktion hat neben der Bestimmung der Bruchlast den Zweck, die Formänderungen festzustellen, welche der Träger erleidet. Aus dem Vergleich der gemessenen mit den errechneten Deformationen wird man einen Anhaltspunkt gewinnen, inwieweit die getroffenen Annahmen mit den tatsächlichen Verhältnissen übereinstimmen. Es soll daher in diesem Abschnitt kurz gezeigt werden, wie man die Deformationen für bekannte Lasten findet.

31. Allgemeines über die Durchbiegung von Balken.

Nach den Gesetzen der Festigkeitslehre ist das Krümmungsmaß eines auf Biegung beanspruchten Balkens ausgedrückt durch

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{M}{EJ}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (201.)$$

worin ϱ den Krümmungshalbmesser vorstellt, während E das Elastizitätsmaß, J das Trägheitsmoment bedeutet. Es wird nun zu untersuchen sein, was unter E und J in Eisenbetonquerschnitten zu verstehen ist, wenn für die Ermittlung der Formänderungen dieselben Annahmen erlaubt wären, wie für die Aufsuchung der Spannungen (Formel 1 u. f.) und der Abmessungen (Formel 101 u. f.). Da die dort getroffenen Voraussetzungen zwar für die gewöhnlich vorkommenden Spannungen angewendet sind, aber nicht für diese, sondern angenähert für einen Zustand gelten, in welchem die Zugarmierung die Proportionalitätsgrenze erreicht oder überschreitet, so werden natürlich auch die errechneten Durchbiegungen nur für diese Belastungsgröße angenähert mit den tatsächlichen stimmen. Die wirklichen Formänderungen müssen deshalb kleiner als die theoretischen sein; solange dies der Fall ist, besteht die Wahrscheinlichkeit, daß unsere Rechnung keine günstigeren Voraussetzungen macht, als sie die Wirklichkeit bietet. Nach Überschreiten der Eisenproportionalitätsgrenze wachsen die Formänderungen rascher als die Lasten. Für diesen Zustand kann die Rechnung keine Geltung mehr haben.

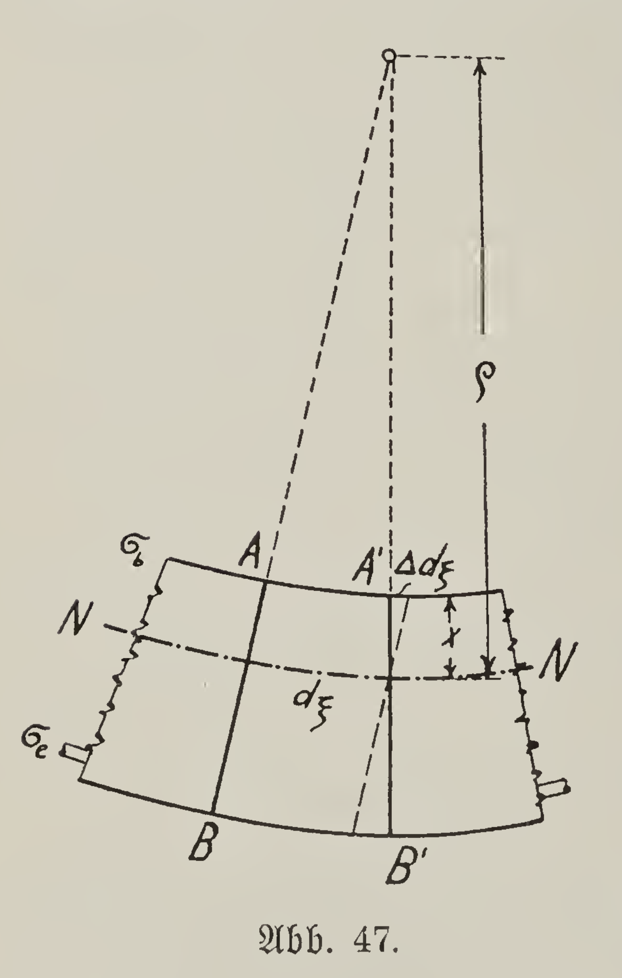


Abb. 47.

In Abb. 47 sind 2 durch die Spannungen verdrehte Querschnitte AB und A'B' dargestellt, deren Entfernung $d\xi$ ist. Beträgt die Verkürzung der Betonrandfaser $\triangle d\xi$, so gilt die Beziehung

$$\frac{\triangle d\xi}{x} = \frac{d\xi}{\varrho},$$

woraus

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{\triangle d\xi}{d\xi \cdot x}.$$

$\varepsilon = \frac{\triangle d\xi}{d\xi}$ ist die Verkürzung der Faser auf die Längeneinheit, daher

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{\varepsilon}{x}.$$

Nun ist aber

$$\varepsilon = \frac{\sigma_b}{E_b},$$

während die Betonspannung stets ausgedrückt werden kann in der Form

$$\sigma_b = \frac{M}{A'}.$$

x und A' hängen von der Form und Größe des Querschnitts, seiner Armierung und dem Verhältnis α ab; sie werden aus den Gl. 1 und 2; 6 und 7; 14, 16 und 17; 19 und 20 gefunden. Demnach ist

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{M}{A'x \,.\, E_b}.$$

Trägt man $\frac{M}{A'x \,.\, E_b}$ über den Balken als Last auf, so ist die dazu gehörige Seillinie die Biegungslinie.

Mit Gl. 201 ist

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{M}{EJ} = \frac{M}{A'xE_b},$$

deshalb beträgt allgemein

$$EJ = A'xE_b \quad \ldots\ldots\ldots \quad (202.)$$

Die Formeln für die größten Durchbiegungen δ des eingespannten Kragbalkens, des Balkens auf zwei Stützen, des beiderseits eingespannten Balkens usw., haben die Gestalt

$$\delta = m \cdot \frac{Q\,l^3}{EJ},$$

wobei Q eine Einzellast oder eine nach bestimmtem Gesetze verteilte Last, während m ein von der Auflagerungs- und Belastungsart abhängiger, für die gewöhnlichen Fälle bekannter Faktor ist. Die Durchbiegung eines Eisenbetonbalkens ist also allgemein

$$\delta = m \frac{Q\,l^3}{A'xE_b} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (203.)$$

Hierbei wird vorausgesetzt, daß $A'xE_b$ für den ganzen Balken gleich bleibe.

Beispiel: Auf 2,0 m frei aufliegende Platte von 13,5 cm Nutzhöhe, 1,0 m Breite, 7,07 qcm Zugarmierung, Eigengewicht 720 kg, Nutzlast 1000 kg. Wie groß soll die Durchbiegung bei der Probebelastung (Eigengewicht + 2fache Nutzlast[1]) höchstens sein?

Aus Gl. 1 ist x = 4,4 cm; aus Gl. 2 beträgt A' = 2646;

$$E_b = \frac{2\,000\,000}{15} = 133\,333;\ Q = 2720\ \text{kg},\ l = 200,\ m = \frac{5}{384};$$

hiermit $\delta = 0{,}18$ cm.

32. Der Wert E J bei Balken mit $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 25$, bezw. 30.

Wenn wir es mit Balken zu tun haben, welche nach den Formeln 119, 132, 138, 142 und 148 dimensioniert sind, so erlangen die Ausdrücke EJ besondere Werte, die in einfacher Weise dargestellt werden können.

[1]) Bestimmungen des Kgl. Pr. Ministers 16. April 1904.

Mit Einführung von $x = nh$ und $M = \frac{1}{6} \cdot bh^2 . k_b$, sowie des Zusammenhanges $k_b = A . \sigma_b$ (s. die allgemeinen Gl. 112 und 115, sowie die daraus entwickelten Sondergleichungen) ist

$$\frac{M}{EJ} = \frac{\varepsilon}{nh} = \frac{\sigma_b}{E_b . nh} = \frac{k_b}{A . E_b . nh} = \frac{M}{AE_b \frac{nbh^3}{6}},$$

woraus

$$EJ = \frac{n . AE_b\, bh^3}{6} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (204.)$$

a) Zugarmierte Balken rechteckigen Querschnitts (Gl. 119):

$$n = \frac{3}{8}, \; E_b = \frac{2\,000\,000}{15}, \; A = \frac{63}{64},$$

$$EJ = 8200\, bh^3 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (205.)$$

b) Zug- und druckarmierte Balken (Gl. 132):

$n = \frac{3}{8}$, $E_b = \frac{2\,000\,000}{15}$, $A = \frac{63}{64} + 52{,}5\,\mu'$ (aus Gl. 131 mit $e = 1 - \frac{n}{3}$ und $\alpha = 15$),

$$EJ = (8200 + 437\,000\,\mu') . bh^3 \quad \ldots\ldots \quad (206.)$$

c) Armierte Plattenbalken:

1. Nullinie in der Platte, $n = \frac{1}{3}$, $A = \frac{8}{9} + 53{,}3\,\mu'$ (aus Gl. 131 mit $e = 1 - \frac{n}{3}$ und $\alpha = 15$), $\mu = \frac{1}{180}$.

$$EJ = (6600 + 395\,000\,\mu') . bh^3 \quad \ldots\ldots \quad (207.)$$

2. Nullinie unter der Platte $\left(p < n = \frac{1}{3}\right)$ (Gl. 142 und 143), $A = 6p\,(1 - p)^2$,

$$EJ = 44\,000\,p\,(1 - p)^2 . bh^3 \quad \ldots\ldots \quad (208.)$$

3. Nullinie unter der Platte mit Druckarmierung, $n = \frac{1}{3}$ (Gl. 148), $A = 6\,(1 - p)^2\,(p + 15\mu')$ nach Gl. 149,

$$EJ = 44\,000\,(1 - p)^2\,(p + 15\mu') . bh^3 \quad \ldots\ldots \quad (209.)$$

Bei zugarmierten Balken von rechteckigem oder Rippenquerschnitt, welche eine andere als die vorstehend angenommene Armierung besitzen, ist die Formel 202 zu benützen.

Beispiel. Abmessungen des Plattenbalkens in Beispiel 6 (Absatz 26): $b = 100$, $d = 8$, $h = 40$, $\mu = 0{,}0053$, $\mu' = 0{,}0023$, $p = 0{,}2$.

Nach Gl. 209 ist $EJ = 42 . 10^9$; denselben Wert erhält man aus Gl. 204 mit $n = \frac{1}{3}$, $A = \frac{k_b}{\sigma_b} = \frac{36}{40} = 0{,}9$.

33. Die Durchbiegung der Eisenbetonbalken mit $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 25$, bezw. 30.

Die Durchbiegung frei aufliegender Balken mit gleichmäßig verteilter Belastung beträgt in der Mitte

$$\delta = \frac{5\,Q\,l^3}{384\,E\,J}.$$

a) Zugarmierte Balken nach Gl. 119 erleiden mit E J aus Gl. 205 und Q in t eine Einsenkung

$$\delta^{cm} = \frac{1}{630} \cdot \left(\frac{l}{h}\right)^3 \cdot \frac{Q^t}{b} \quad \ldots\ldots \quad (210.)$$

b) Doppeltarmierte Balken nach Gl. 132 mit E J aus Gl. 206 haben ein

$$\delta^{cm} = \frac{1}{630\,(1 + 52\,\mu')} \cdot \left(\frac{l}{h}\right)^3 \cdot \frac{Q^t}{b} \quad \ldots\ldots \quad (211.)$$

c) Rippenbalken.

1. Nullinie in der Platte $\left(p > \frac{1}{3}\right)$ mit E J aus Gl. 207.

$$\delta^{cm} = \frac{1}{508\,(1 + 60\,\mu')} \cdot \left(\frac{l}{h}\right)^3 \cdot \frac{Q^t}{b} \quad \ldots\ldots \quad (212.)$$

2. Nullinie unter der Platte $\left(p < \frac{1}{3}\right)$ mit E J aus Gl. 209.

$$\delta^{cm} = \frac{1}{3400\,(1 - p)^2\,(p + 15\,\mu')} \cdot \left(\frac{l}{h}\right)^3 \cdot \frac{Q^t}{b} \quad \ldots \quad (213.)$$

Anders armierte Balken erleiden eine nach Gl. 203 zu berechnende Durchbiegung. Für Balken mit rechteckigem oder Rippenquerschnitt ($p > n$) sind die Senkungen der Mitte aus der Abb. 48 zu entnehmen. Die wagerechten Abszissen stellen die Armierung μ, die lotrechten Ordinaten den Faktor von $\left(\frac{l}{h}\right)^3 \cdot \frac{Q}{b}$ dar; danach beträgt z. B. bei $\mu = 0{,}007$ die Durchbiegung $\delta = 17 \,.\, 10^{-4} \cdot \left(\frac{l}{h}\right)^3 \cdot \frac{Q}{b}$.

Für Einzellasten in der Mitte sind diese δ mit 1,6, für den Kragbalken bei gleichmäßiger Belastung mit 9,6, bei Einzellast am Ende mit 29, für den beiderseits eingespannten Träger bei gleichmäßiger Last mit 0,2, bei Einzellast in der Mitte mit 0,4 zu multiplizieren.

Zwischen den Durchbiegungen armierter Betonbalken und jenen der Eisenträger von gleicher Höhe und Beanspruchung besteht eine einfache Beziehung. Das Krümmungsmaß ist ausgedrückt durch

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{\varepsilon'}{h - x'},$$

wenn x den Abstand der Nullinie vom Druckrand und ε' die Dehnung des Eisens darstellt.

Für armierte Betonbalken, deren Eisen- und Betonfestigkeiten mit $\sigma_e = 1200$ und $\sigma_b = 40$ oder überhaupt im Verhältnis $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 30$ ausgenützt werden, ist $x = \frac{h}{3}$; deshalb ist

$$\frac{1}{\varrho_b} = 1{,}5 \cdot \frac{\varepsilon'}{h}.$$

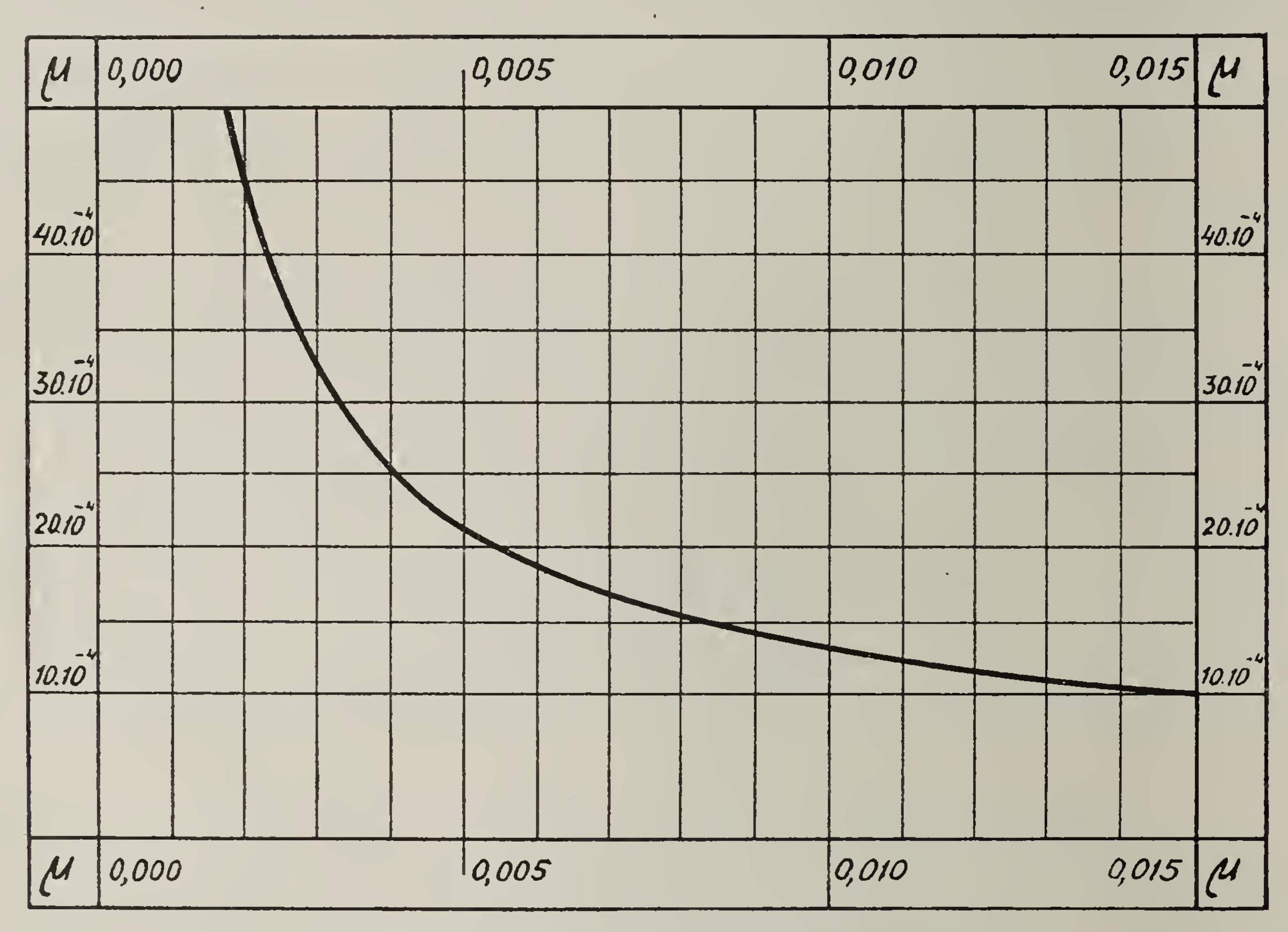


Abb. 48. Kurve der Durchbiegungen δ.

Für Eisenträger ist $x = \frac{h}{2}$, daher

$$\frac{1}{\varrho_e} = 2 \cdot \frac{\varepsilon'}{h}.$$

Da die Krümmungsmaße den Durchbiegungen proportional sind, so verhalten sich diese wie

$$1{,}5 : 2,$$

d. h. eiserne Träger biegen sich um $^1/_3$ mehr durch als die mit dem Beanspruchungsverhältnis $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 30$ dimensionierten Betonbalken. Bei wachsendem Verhältnis $\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ verkleinert sich x und daher auch $\frac{1}{\varrho_b}$. Der Unterschied verschiebt sich also weiter zugunsten der Betonträger, je schwächer diese armiert sind.

34. Stützen und Gewölbe.

Die Zusammendrückung einer Stütze von der Länge l beträgt

$$\triangle l = \frac{k}{E} . l.$$

Darin bedeutet k die Pressung und E das Elastizitätsmaß des Eisenbetons. Da $k = \frac{N}{f}$ und $E = 2\,000\,000 \frac{1 + \alpha \mu}{\alpha}$, so ist mit $\alpha = 15$, N in t und l in m

$$\triangle l^{cm} = \frac{3}{4} \cdot \frac{N^t . l^m}{(1 + 15\,\mu) . f} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (214.)$$

Die Formänderungen der Gewölbe, in welchen durch die Biegungsmomente und Normalkräfte auch Zugspannungen entstehen, sind nach dem allgemeinen Verfahren schwierig zu bestimmen, da der Faktor A veränderlich ist.

Mit Rücksicht darauf, daß die Zugspannungen meist gering sind, wird man ohne Bedenken auf die genauere Ermittlung verzichten können und den Eisenbetonbogen als homogen mit gleicher Elastizität behandeln.

Die Deformationen sind demnach mit den bekannten Gesetzen der Elastizitätslehre zu bestimmen, wobei das Elastizitätsmaß mit

$$E = 2\,000\,000 \cdot \frac{1 + \alpha \mu}{\alpha},$$

und die einfachen Querschnitte und Trägheitsmomente in Rechnung zu stellen sind. Nach einer anderen auch in Absatz 20 (Seite 35) zum Ausdruck gebrachten Anschauung sind die Eisenflächen in den Werten für die Querschnitte und Trägheitsmomente mit ihrer α-fachen Größe zur Geltung zu bringen, während das Elastizitätsmaß

$$E = \frac{2\,000\,000}{\alpha}$$

zu setzen ist.

III. Abschnitt.

Die Konstruktion.

35. Allgemeines über die Anordnung der Eiseneinlagen in Balken und Gewölben.

Der in der Praxis zu allgemeiner Anerkennung gelangte Grundsatz, daß die in einer Eisenbeton-Konstruktion auftretenden Zugspannungen nur vom Eisen, nicht aber vom Dehnungswiderstand des Betons, mit Sicherheit aufgenommen werden können, verlangt, daß die Armierung stets in der Zugzone liege. Hiervon wird man

nur dann abweichen, wenn durch die Armierung der Druckzone eine Vermehrung der Betondruckfestigkeit und daher der Tragfähigkeit angestrebt wird, wie in den Abs. 25 und 26 gezeigt ist.

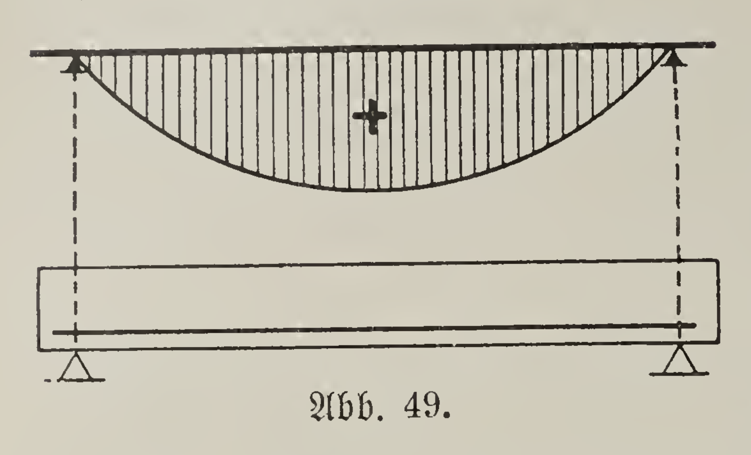


Abb. 49.

Haben wir es mit auf Biegung beanspruchten Konstruktionen zu tun (Balken), so werden die Biegungsmomente als positiv oder negativ zu bezeichnen sein, je nachdem die konvexe Seite der elastischen Linie unten oder oben liegt. An derselben Seite muß auch das Eisen eingebettet werden, weil dort die Zugspannungen erscheinen.

Der Balken auf zwei Stützen, bei welchem nur positive Biegungsmomente (Abb. 49) vorhanden sind, erhält deshalb eine Armierung an der Unterseite, weil an dieser die Fasern gedehnt werden. Da die Momente von den Auflagern gegen die Mitte zunehmen und daher die Beanspruchungen in gleicher Weise wachsen, so wäre bei einer ökonomischen Ausnützung des Eisens dessen Querschnitt von Null bis zu einem bestimmten aus der Rechnung sich ergebenden Wert zu verstärken, wobei man sich vorteilhaft der Gl. 146 (Seite 57) bedienen könnte, aus welcher am einfachsten das notwendige f_e erhalten wird. Indessen kann die Veränderung des Eisenquerschnitts nur bei größeren Trägern am Platze sein, während bei kleinen Balken, Platten usw. der größte erforderliche Eisenanteil für den ganzen Träger beibehalten wird. Es ist dabei auch zu beachten, daß die Längsarmierung einen Teil der lotrechten Schubkräfte aufnehmen muß, welche an den Auflagern am größten sind.

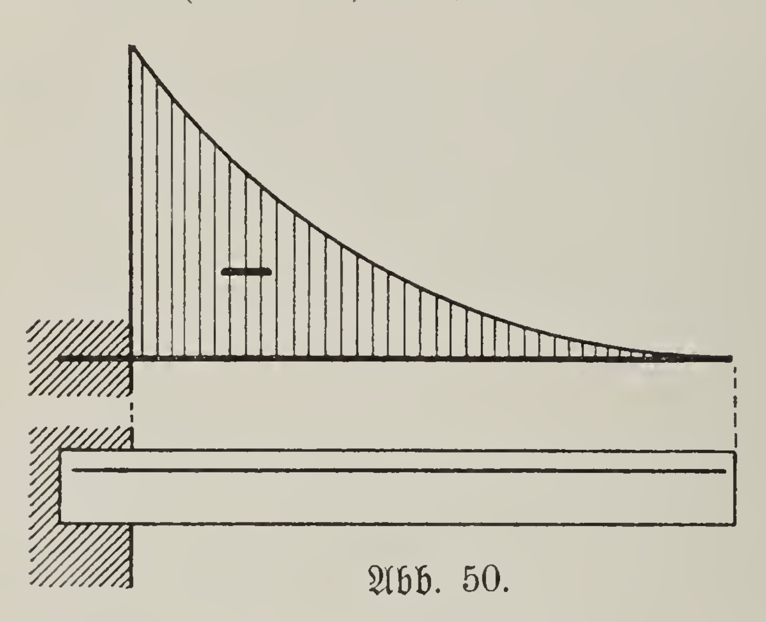


Abb. 50.

Der an einem Ende eingespannte frei auskragende Balken (Abb. 50) erleidet in seiner oberen Schichte Zuganstrengungen, weil die elastische Linie nach oben gekrümmt ist und deshalb die oberen Fasern verlängert werden. Die Armie-

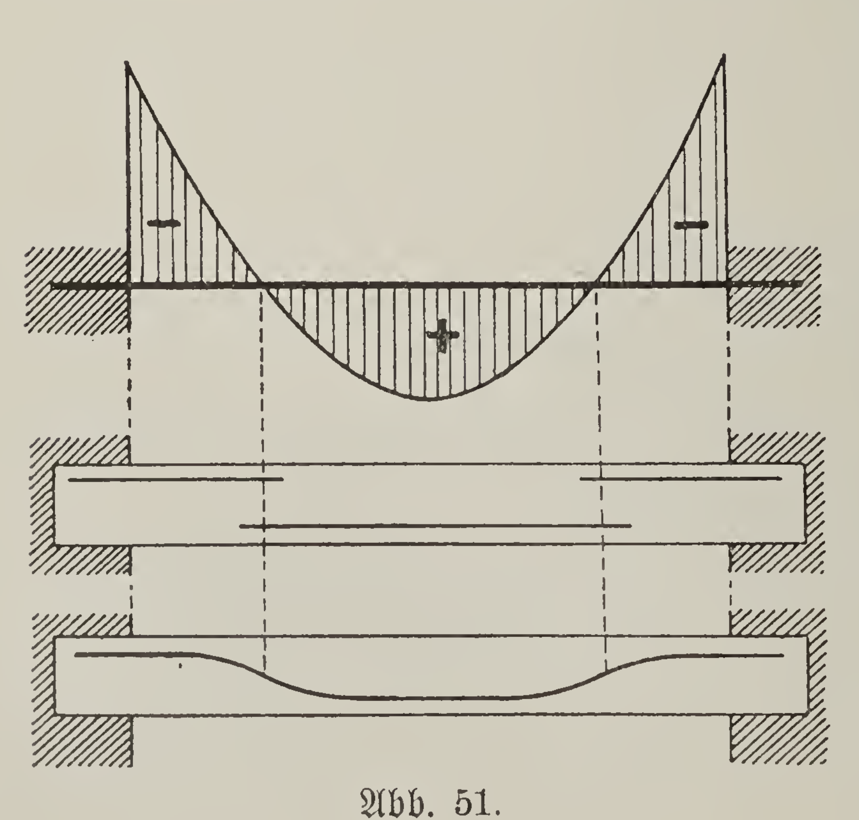


Abb. 51.

rung muß deshalb in der oberen Zone eingebettet sein. Bei dieser Trägerart fallen die größten Momente und Querkräfte an dieselbe Stelle (Einspannungspunkt), im Gegensatze zum Balken auf 2 Stützen, bei welchem das Biegungsmoment dort am größten ist, wo die Querkraft Null und das Moment Null, wo die Querkraft am größten ist.

Der beiderseits eingespannte Träger (Abb. 51) ist ein statisch unbestimmtes Gebilde, dessen Momente unter der Annahme gleichbleibender Elastizität und konstanten Querschnitts nach bekannten Regeln gefunden werden können. Da aber beim Eisenbetonbalken beide veränderlich sind, gelten jene Regeln nur angenähert. Jedoch ist es sicher, daß an den Einspannstellen negative, in der Trägermitte positive Momente auftreten; deshalb muß die elastische Linie zwei Wendepunkte besitzen, die Armierung von den Einspannungen bis zu den Wendepunkten oben, im mittleren Teile aber unten liegen. Diesen statischen Erfordernissen kann durch getrennte Armierungen oder durch eine entsprechend gebogene Eiseneinlage Rechnung getragen werden; letztere Anordnung ist die häufigere.

Der Balken auf drei oder mehr Stützen (Abb. 52) ist ebenfalls statisch ein- oder mehrfach unbestimmt. Eine genaue Berechnung ist mit Rücksicht auf die veränderlichen Verhältnisse schwierig durchzuführen; man wird sich deshalb mit den bekannten Berechnungen für konstanten Querschnitt und Elastizitätskoeffizienten begnügen, woraus sich die ungefähre Größe der Momente ergeben wird. Die Lage der Armierung ist aus der Abb. 52 ersichtlich. Danach ist die Kontinuität, welche negative Stützenmomente erzeugt, durch die oberen Eiseneinlagen zu wahren. Würden diese weggelassen, so zerfiele der durchgehende Balken in eine Anzahl von Balken auf zwei Stützen, für welche

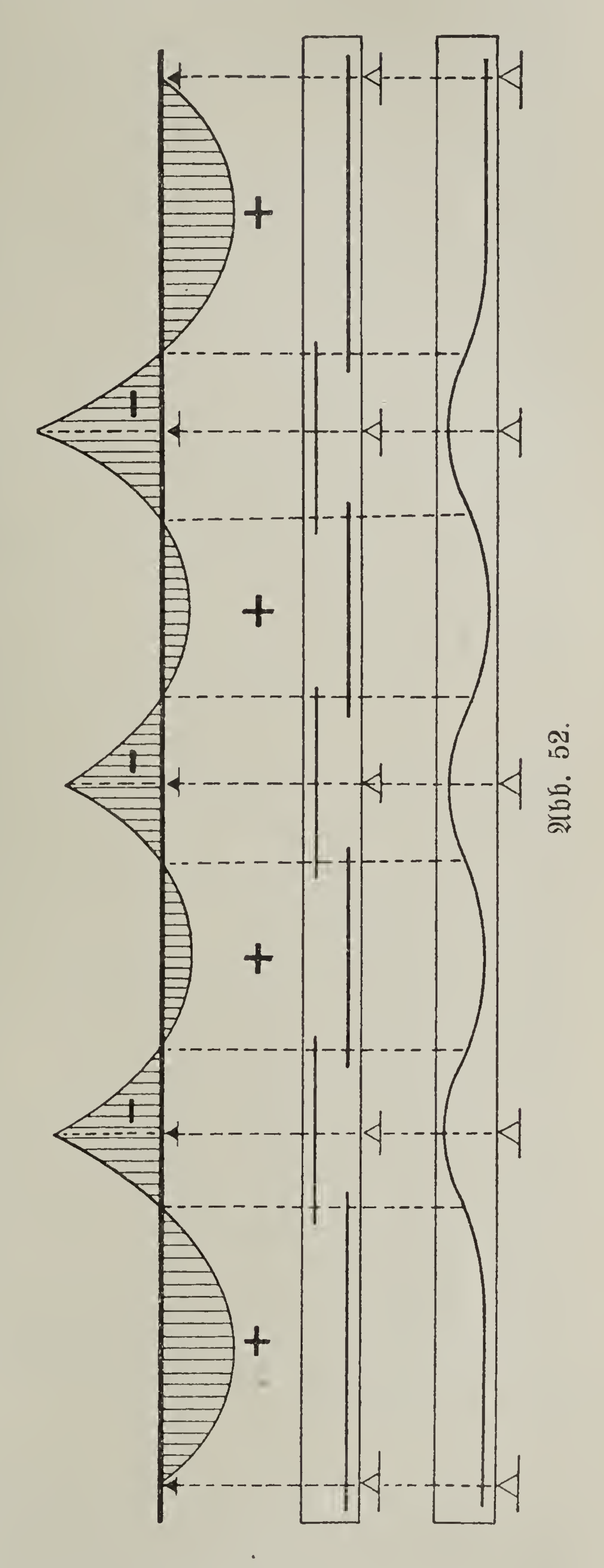


Abb. 52.

sich die Momentenflächen nach der Abb. 49 gestalteten. In der Regel benützt man für die Berechnung durchgehender Balken eine weitere Annäherung, indem die Maximalmomente der frei aufliegend gedachten Einzelbalken um einen Bruchteil ($^1/_5$) verringert werden, da die negativen Stützenmomente jene in den Feldmitten vermindern. Bei gleichmäßiger Belastung verringert sich deshalb das größte Biegungsmoment von $\frac{Q1}{8}$ auf $\frac{Q1}{10}$. Wenn also ein Teil der Zugeisen in den Feldmitten gegen die Stützen nach oben abgebogen wird, so ist der gewünschte Zweck erreicht. Sind stark wechselnde Belastungen vorhanden, welche in einem Querschnitt bald positive, bald negative Biegungsmomente erzeugen, dann sind beide Seiten desselben nach den bezüglichen Größtwerten zu armieren.

Außer den Biegungsmomenten, welche in erster Linie die Lage der Armierungen bedingen, spielen noch die Schubkräfte eine mehr oder minder wichtige Rolle. Sie vereinigen sich mit den Normalspannungen zu den schräggerichteten Hauptspannungen, welche in der Nullinie unter 45° gegen diese geneigt sind. Es ist deshalb vorteilhaft, die Eisenstäbe gegen die Auflager zu schräg in die Höhe zu führen, wie dies besonders beim Wayßschen Rippenbalken (s. Abb. 122) zum Ausdruck kommt. Auch die Eggert-Konstruktionen zeigen deutlich eine nach den Zugtrajektorien geformte Armierung (Abb. 151 bis 157).

In Gewölben treten in der Hauptsache Druckspannungen auf. Wir haben es mit reinem Druck zu tun, wenn die Schwerlinie des Bogens mit seiner Drucklinie übereinstimmt. Da dies jedoch nur für eine Belastungsart möglich sein wird, z. B. bei gleichmäßig verteilter Nutzlast, während sich für jede andere Kräfteverteilung die Drucklinie von der Schwerlinie entfernt, so werden im allgemeinen auch in Gewölben Zugspannungen auftreten, welche vom Eisen aufgenommen werden müssen. Die Lage desselben wird von den Abmessungen des Gewölbequerschnitts und von der Form und Belastung des Bogens abhängen. Dünne Gewölbe erhalten meist nur einseitige, dickere nach Bedarf auch beiderseitige Armierung. Bei ersteren werden häufig die Eisen an den Kämpfern in der oberen, gegen die Gewölbemitte in der unteren Querschnittszone eingebettet. Welcher Einfluß der Armierung auf die Festigkeit der Gewölbe beigemessen wird, zeigte ein Schaustück auf der Düsseldorfer Ausstellung 1902. Dasselbe bestand aus einem Stampfbetonbogen von 100 cm und einem Monierbogen von 10 cm Stärke, beide von 35 m Spannweite und 4 m Pfeilhöhe, die als gleich tragfähig bezeichnet worden sind. Die erstaunliche Festigkeit armierter Gewölbe ist auch mehrfach durch Versuche bestätigt worden.[1])

[1]) Spitzer (Z. d. ö. I.- u. A.-V. 1902, Heft 5) berichtet über einen Versuch mit einem Monierbogen von 13 m Spannweite, 2,85 m Pfeil, 20 cm Scheitelstärke, 32 cm Kämpferstärke, Beton 1 : 3½, Alter 6 Monate, Armierung beiderseits 12 Rundeisen zu 12 mm auf 1 m Breite. Belastung mit 5500 kg/qm, bleibende Scheitelsenkung 1 mm, keine Risse. Einseitige Belastung mit 3850 kg/qm ergab eine Verdrehung des gefährlichen Querschnitts (¼ der Spannweite) um 11½'. Erprobung desselben Bogens mit Ekrasitsprengung.

A. Deckenbau.

36. Einteilung.

Es können nach der Herstellungsweise zwei verschiedene Deckensysteme unterschieden werden: solche, welche der Anbringung einer die Deckenform nach unten begrenzenden Schalung bedürfen, auf die der Beton an Ort und Stelle eingestampft wird und solche, welche fabrikmäßig oder auf dem Bauplatze vorher fertiggestellte und schon erhärtete Betonbalken von kleinerer oder größerer Länge verwenden. Nach den Spannweiten, für welche sich die Systeme eignen, sind Decken zwischen besonderen eisernen oder auch hölzernen Balken, sowie trägerlose Decken zu unterscheiden. Nach den verwendeten Eiseneinlagen erfolgt die Einteilung in klein- und großprofilig armierte Konstruktionen. Je nach dem Materiale wird man von Kiesbeton-, von Bimsbeton-, von Form- oder Mauersteindecken sprechen können. Bei letzteren beiden dient der Zementmörtel nur als Fugenfüllung und zur Umhüllung des Eisens. Im folgenden wollen wir Decken zwischen Trägern, Rippendecken, Decken mit großen Profilen, armierte Steindecken und Balkendecken ohne Schalung unterscheiden.

α) Decken zwischen Hilfsträgern.

37. Die Bauweise Monier.

Die ersten Decken aus armiertem Beton sind nach dem System Monier hergestellt, das eine große Verbreitung gefunden hat. Das Eisengerippe

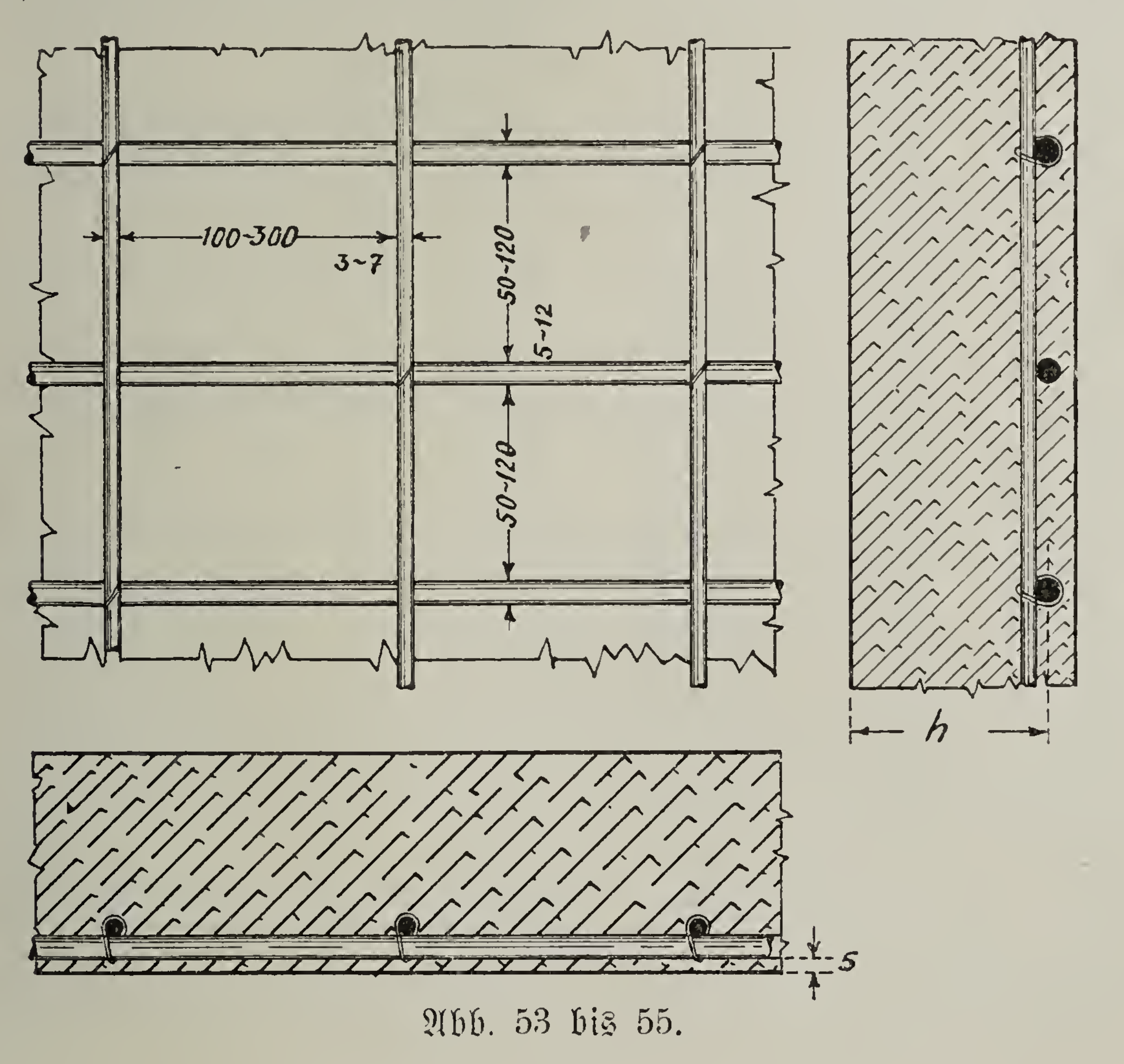


Abb. 53 bis 55.

besteht aus einem Netzwerk von Rundeisen, welche in der Richtung der Spannweite und normal dazu gelegt sind. Die ersteren, die Tragstäbe, haben die nach den statischen Regeln zu berechnenden Zugkräfte aufzunehmen, für welche sie zu dimensionieren sind. Ihre Stärke richtet sich nach den Abmessungen des Querschnitts und ist zwischen 5 bis 12 mm und mehr anzunehmen; die Entfernung der Tragstäbe schwankt zwischen 5 und 20 cm. Die senkrecht dazu eingebetteten Verteilungsstäbe erhalten eine Dicke von 3 bis 7 mm, während ihre Abstände mit 10 bis 30 cm und mehr zu bemessen sind. Die Rundeisen werden in einer Anzahl Berührungspunkte mit dünnem Draht verbunden (s. Abb. 53 bis 55), um ihre gegenseitige Lage beim Einstampfen des Betons festzuhalten. Das Eisennetzwerk muß von mörtelartigem Beton vollständig umhüllt sein; es soll wenigstens 5 mm vom Rande entfernt liegen. Der Zweck der Verteilungsstäbe ist hauptsächlich der, Einzellasten oder dynamische Wirkungen auf eine größere Breite zu verteilen und auch in der Querrichtung eine gewisse Festigkeit zu erzielen. Treten infolge wechselnder Belastung die Zugspannungen bald in der oberen, bald in der unteren Zone des Querschnitts auf, oder soll die Druckzone besonders verstärkt werden, so werden zwei Eisengerippe eingebettet.

Die Monierdecken werden entweder gerade oder in Gewölbeform ausgeführt. Die einfachste Herstellung zeigen die Abb. 56 und 57. In Abb. 56 ist eine ebene Monierplatte gezeichnet, welche auf hölzernen Balken aufruht; diese sind mit einer Isolierschichte zu bedecken, um sie vor Schädigung durch Feuchtigkeit zu schützen. Diese Art der Ausführung wird in schon bestehenden Gebäuden zur Schaffung eines feuerfesten Fußbodens oder als Abschluß gegen das Dach zur Anwendung kommen. Abb. 57 zeigt eine Monierdecke, welche unmittelbar auf dem Oberflansch eines I-Trägers liegt und gleichzeitig als Fußboden dient. Gegen den Angriff des Feuers von unten bieten diese Decken keine Sicherheit, da zwar die Monierplatten, nicht aber die Träger Widerstand leisten; diese müßten deshalb eine Verkleidung durch Rohrung oder Drahtziegel mit Mörtelanwurf erhalten. Es kommen daher häufig die in den Abb. 58 bis 61 dargestellten Doppeldecken zur Anwendung. Die Abb. 58 und 60 bringen eine Konstruktion in Quer- und Längsschnitt zur Anschauung, welche eine ebene Untersicht gestattet und einen feuersicheren Fußboden bildet. Eine Monierplatte liegt ebenso wie in den Abb. 59 und 61 auf dem Unterflansch des eisernen Trägers, der selbst noch vollständig vom Mörtel umschlossen und daher der unmittelbaren Einwirkung des Feuers entzogen ist. Der I-Balken ist in eine magere Betonmischung eingebettet, wodurch gleichzeitig eine Verspannung der Platte hergestellt wird, deren Tragfähigkeit sich hebt. Die Tragstäbe sind an den Flanschen entsprechend nach aufwärts zu biegen, damit die Platte die gewünschte tiefere Lage erhält. Die Fußbodenplatte liegt unmittelbar auf den Oberflanschen der Träger. Sie hat außer dem Eigengewicht die Nutzlast zu tragen und muß daher stärker als die Deckenplatte bemessen werden.

Die Abb. 59 und 61 zeigen in der Konstruktion der Deckenplatte gegen

früher keinen Unterschied; nur der Fußboden ist aus Holz hergestellt. Der Zwischenraum, welcher zwischen Decke und Fußboden entsteht, wird

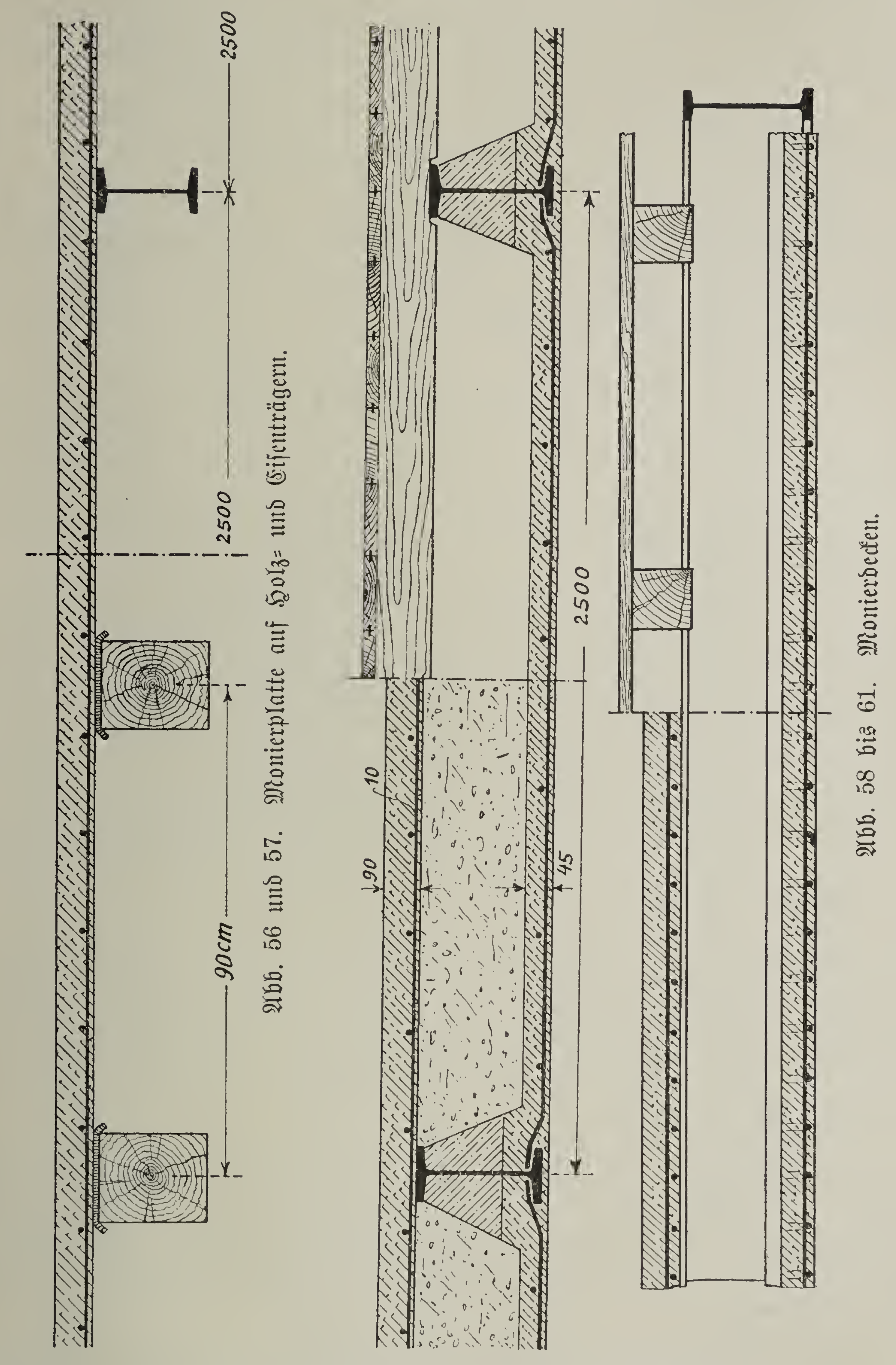


Abb. 56 und 57. Monierplatte auf Holz- und Eisenträgern.

Abb. 58 bis 61. Monierdecken.

mit leichten Materialien, wie Bimssand, Schlacke, Schlackenbeton u. dergl. ausgefüllt oder kann als Luftraum verbleiben. Der Vorteil dieser Doppel=

konstruktionen besteht in erhöhter Feuersicherheit sowie in schlechterem Schall- und Wärmeleitungsvermögen. Außer dieser Bauweise kommen noch Kassettendecken zur Ausführung, welche durch gewölbeartige Ausbildung der Platten an den Trägern oder durch Formsteine zur Umschließung derselben entstehen, sowie Monierhohldecken mit ebener Unter- und Draufsicht.

Die Spannweite der ebenen Monierplatten wird im Hochbau nicht über 2,5 m gewählt, weil die Eigengewichte zu groß werden.

Unter der Voraussetzung, daß die zulässigen Rechnungsspannungen $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm seien und daß das Moment nach der Formel $M = \frac{Q\,l}{10}$ bestimmt wird (teilweise Einspannung), beträgt nach Tabelle II (Seite 46) die erforderliche Plattenstärke aufgerundet

$$H = l^2 \,.\left[0{,}24 + \sqrt{\frac{20\,p}{l^2} + 0{,}057}\right] \quad . \; . \; . \; . \quad (301.)$$

H ist in cm, l in m und p (auf der Platte ruhende Lasten) in t/qm ausgedrückt.

Die Abmessungen für verschiedene Belastungen und Spannweiten liefert die Tabelle IX (Seite 90).

Für größere Spannweiten als 2,5 m werden im Hochbau nur Gewölbe in Betracht kommen, weil deren Eigengewichte infolge der kleinen Abmessungen gering, die Tragfähigkeiten aber sehr bedeutend sind. Ihre Anwendung ist deshalb auf die Benützung der eisernen Träger nicht beschränkt; vielmehr sind sie zur Überdeckung großer Lichtweiten von Mauer zu Mauer und als Ersatz der Ziegelgewölbe besonders geeignet, da sie wegen ihrer Leichtigkeit geringeren Horizontalschub ausüben. Ein Moniergewölbe von 5 m Spannung, $^1/_{10}$ Stich, 5 cm Stärke und einfacher Armatur vermag 1200 kg/qm Belastung zu tragen (Beton 1 : 3, Füllung durch Schlackenbeton 1 : 8). Berechnung s. Absatz 86, Gl. 308 bis 312.

Die Ausführung der gewölbten Monierdecken ist je nach dem Zwecke verschieden. Die einfachste Art ist eine Betonkappe zwischen eisernen Trägern, an welchen der Bogen frei angelehnt oder eingespannt sein kann (Abb. 62). Er wird in geringer Stärke (4 bis 5 cm) mit einer Armierung an der inneren Laibung hergestellt und dient als Abschluß eines Raumes (z. B. eines Treppenhauses) gegen das Dach.

Soll das Gewölbe gleichzeitig einen Fußboden tragen, dann ist eine horizontale Fläche zu bilden, was durch eine Hintermauerung mit leichtem Beton, durch Aufbringung einer Hinterfüllung aus Sand u. dergl. (s. Abb. 63 und 64) erfolgen kann. Auf die Betonfüllung kann unmittelbar ein Fußboden aus Zement, eine Sandlage mit Gipsestrich, aus Asphalt, Fließen oder Holz gelegt werden.

Um eine solche Monierdecke bezüglich des Wärme- und Schalleitungsvermögens vorteilhafter zu gestalten, kann auch hier ein doppeltes Gewölbe (Abb. 66) hergestellt, oder um auch gleichzeitig eine gerade Untersicht zu er-

halten, eine ebene Monierplatte an dem Traggewölbe aufgehängt werden (Abb. 65).

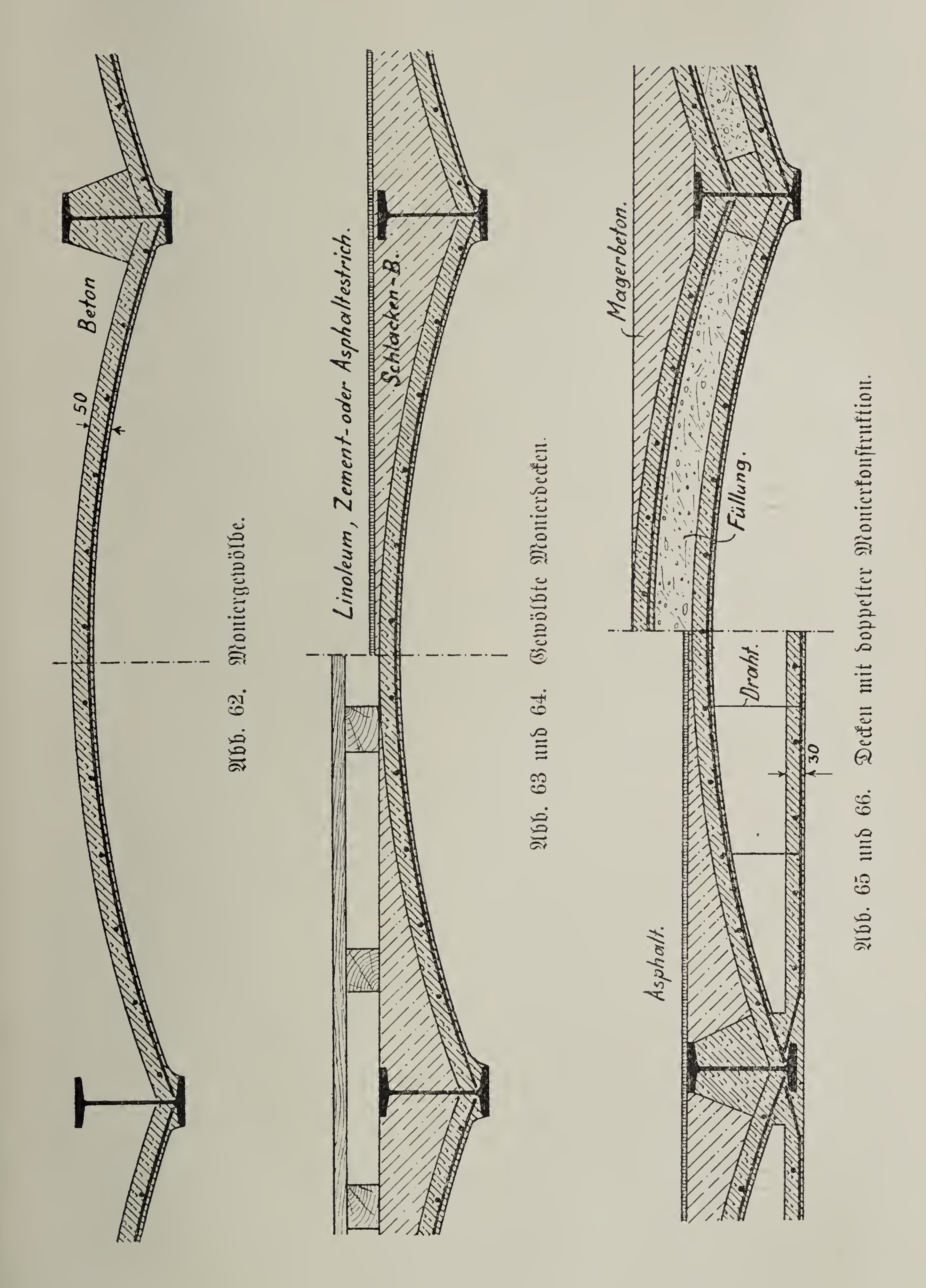


Abb. 62. Moniergewölbe.

Abb. 63 und 64. Gewölbte Monierdecken.

Abb. 65 und 66. Decken mit doppelter Monierkonstruktion.

Tabelle IX.

Stärke H und Armierung f_e von Betonplatten; Zahl und Durchmesser der Rundstäbe auf 1 m Breite.

Belastungen kg/qm.	Querschnitt.	Spannweiten in cm.							
		100	150	200	250	300	400	500	600
0	H	0,5	1,1	2,0	3,0	4,4	7,7	12,0	17,3
	f_e	0,33 = 42 × 1 [1]	0,72 = 24 × 2 [1]	1,28 = 27 × 2,5 [1]	2,0 = 28 × 3	2,88 = 15 × 5	5,12 = 11 × 8	8,00 = 11 × 10	11,5 = 10 × 12
250	H	2,5	4,0	5,6	7,2	9,2	13,6	18,8	24,9
	f_e	1,66 = 23 × 3	2,63 = 21 × 4	3,68 = 13 × 6	4,75 = 10 × 8	6,12 = 10 × 9	9,07 = 10 × 11	12,5 = 11 × 12	16,6 = 11 × 14
500	H	3,4	5,4	7,1	9,6	11,9	17,0	23,0	—
	f_e	2,27 = 18 × 4	3,54 = 13 × 6	4,69 = 13 × 7	6,38 = 10 × 9	7,92 = 11 × 10	11,3 = 10 × 12	15,3 = 12 × 13	
750	H	4,2	6,4	8,8	11,4	14,1	19,9	—	—
	f_e	2,75 = 14 × 5	4,24 = 11 × 7	5,84 = 12 × 8	7,54 = 10 × 10	9,36 = 10 × 11	13,2 = 10 × 13		
1000	H	4,8	7,3	10,0	12,9	15,8	21,8	—	—
	f_e	3,15 = 16 × 5	4,85 = 10 × 8	6,64 = 11 × 9	8,54 = 11 × 10	10,5 = 11 × 11	14,5 = 11 × 13		

[1] Armierung durch Drahtnetze. Minimalstärke 2,0 cm.

Über die Ausführungskosten der Monierkonstruktionen können wie bei den Betonarbeiten überhaupt allgemein gültige Sätze schwer gegeben werden, weil sie nicht nur vom Bauwerk selbst, sondern auch von den lokalen Verhältnissen wesentlich abhängen. Für ebene Monierplatten, auf den unteren Trägerflanschen aufliegend und diese noch umhüllend, können 5,50 bis 6,50 ℳ/qm, für Monierkappen zwischen I-Balken, von 2 bis 5 m Spannweite, Betonabgleichung und Zementfußboden 10 bis 14 ℳ/qm gerechnet werden; Gewölbe von 6 bis 30 m Lichtweite und $^1/_8$ bis $^1/_{10}$ Stich kosten 10 bis 35 ℳ/qm.

38. Systeme Schlüter und Cottancin.

Die Bauart Schlüter unterscheidet sich vom System Monier dadurch, daß die Rundeisenstäbe des Eisengerippes gegen die Richtung der Spannweite unter

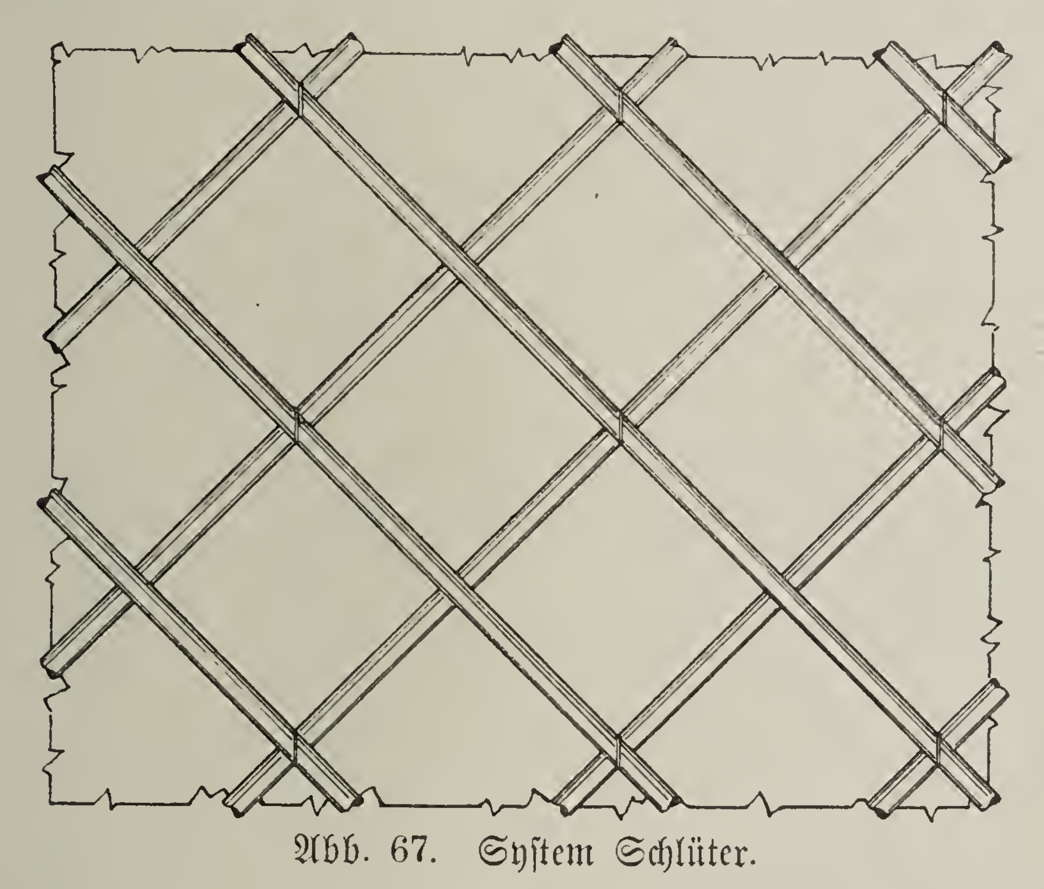


Abb. 67. System Schlüter.

einem bestimmten Winkel (meist 45°) geneigt sind (Abb. 67). Da hier beide Stabsysteme dieselbe Rolle spielen, so sind sie auch gleich stark anzunehmen. Die Idee, von welcher die Anordnung Schlüters ausgeht, ist die Nutzbarmachung der Flächenwirkung der Betonplatten, welche nicht als Balken auf zwei Stützen, sondern als wirkliche Platten aufgefaßt werden, die an ihrem ganzen Umfange aufruhen und deshalb erhöhte Tragfähigkeit besitzen müssen. Daraus ergibt sich eine gewisse Materialersparnis und eine geringere Durchbiegung der Decken. Sie werden als Voutendecken mit nach der Kettenlinie geformten Eiseneinlagen hergestellt. Ihre Stabilität ist wegen der gitterträger=

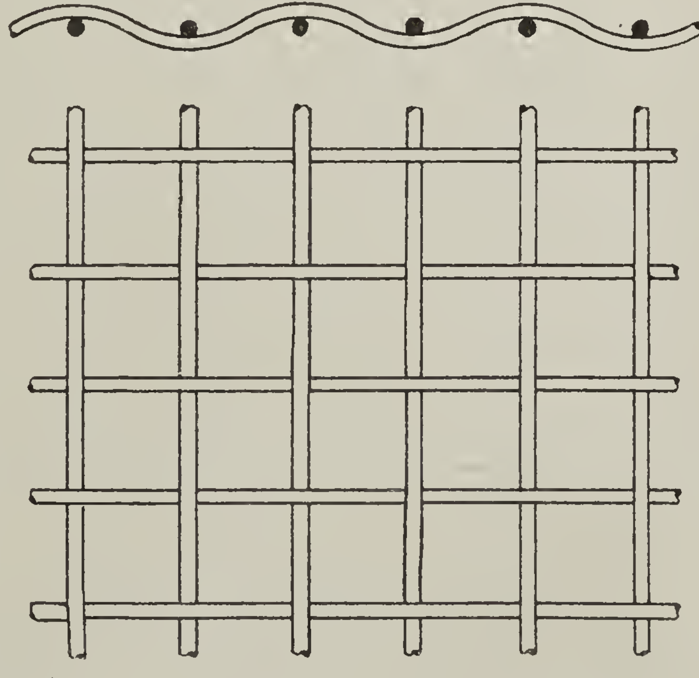


Abb. 68 u. 69. Armierung nach Cottancin.

ähnlichen Wirkung groß, und sie eignen sich deshalb besonders zur Übertragung horizontaler Kräfte, also mit Vorteil für Dacheindeckungen.

Eine besondere Anordnung der Eiseneinlagen nach Moniers Prinzip ist in dem System von Cottancin (Abb. 68 und 69) verwirklicht.

39. Die Koenensche Voutendecke.

Koenen verwendet für die Armierung seiner Voutenplatte wie Monier Rundeisen, doch sind die Verteilungsstäbe weggelassen. Um sie jedoch für größere Spannweiten tragfähig und ökonomisch zu machen, sind die Eisenstäbe über den Auflagern nach aufwärts geführt und daselbst verankert, während die Platte gleichzeitig durch gewölbeartige Ausbildung eine bedeutende Verstärkung erfährt (s. Abb. 70). Dadurch entsteht ein Träger von annäherndem gleichem Biegungswiderstand, da die bei gleichmäßig verteilter Belastung entstehenden Biegungsmomente in der ganzen Konstruktion dieselben Randspannungen erzeugen. Theoretisch ist die Platte als ein beiderseits fest eingespannter Balken (s. Abb. 51) zu betrachten,[1]) an dessen Enden negative und in dessen Mitte positive Biegungsmomente entstehen; ihre Größen sind $-\frac{Q\,l}{12}$ und $+\frac{Q\,l}{24}$; den größeren Werten an den Einspannstellen ist durch Verstärkung der Platte Rechnung getragen, wodurch zugleich für die eisernen Träger ein sicherer Schutz gegen Feuer und Rost geschaffen wird. Die Dicke der Platte in der Mitte braucht deshalb, tadellose Einspannung vorausgesetzt, bloß für ein Moment $\frac{Q\,.\,l}{24}$ bemessen zu werden, wodurch ihre Tragfähigkeit auf das Dreifache der frei aufliegenden Platte gesteigert wird. Sie eignet sich deshalb zur Überspannung großer Öffnungen und kann bis $7^1/_2$ m Weite besonderer Träger ganz entbehren. Für größere Auflagerentfernungen ist sie wegen des stark wachsenden Eigengewichtes nicht mehr vorteilhaft und wird deshalb höchstens 20 cm stark gemacht. Die Betonmischung soll 1 : 4 sein.

Die Verankerung an einer gemauerten Wand veranschaulicht Abb. 71. Die Voutenverstärkung ruht auf einer leichten Mauerauskragung, über welcher ein Flacheisen einbetoniert ist, an dem die umgebogenen Armierungseisen ihren sicheren Halt finden; das Flacheisen selbst ist mit dem Mauerwerk verankert. Die Übertragung der negativen Momente über einem eisernen Träger (Abb. 72) erfolgt in gleicher Weise durch Umbiegen der Rundeisen am oberen Trägerflansch. Aus dem Grundriß (Abb. 74) ist die Anordnung deutlich erkennbar. Abb. 73 zeigt einen Schnitt der Voutendecke in der Mitte mit Ansicht gegen den I-Träger. Mit Rücksicht auf die starke Belastung derselben bietet die Verwendung der breitflanschigen Differdinger Grey-Träger großen Nutzen.

---

[1]) Die Auffassung der Koenenschen Voutenplatte als biegungsfestes Spiegelgewölbe setzt einen Horizontalschub voraus. Da hierbei die Biegungsmomente geringer als die der eingespannten Platte, aber schwierig zu ermitteln sind, so findet hier nur die einfachere Beurteilung statt.

Zur Erhöhung der Schallsicherheit belegt man die Betonplatten mit Korklinoleum, oder man stellt einen Fußboden her, welcher aus einer

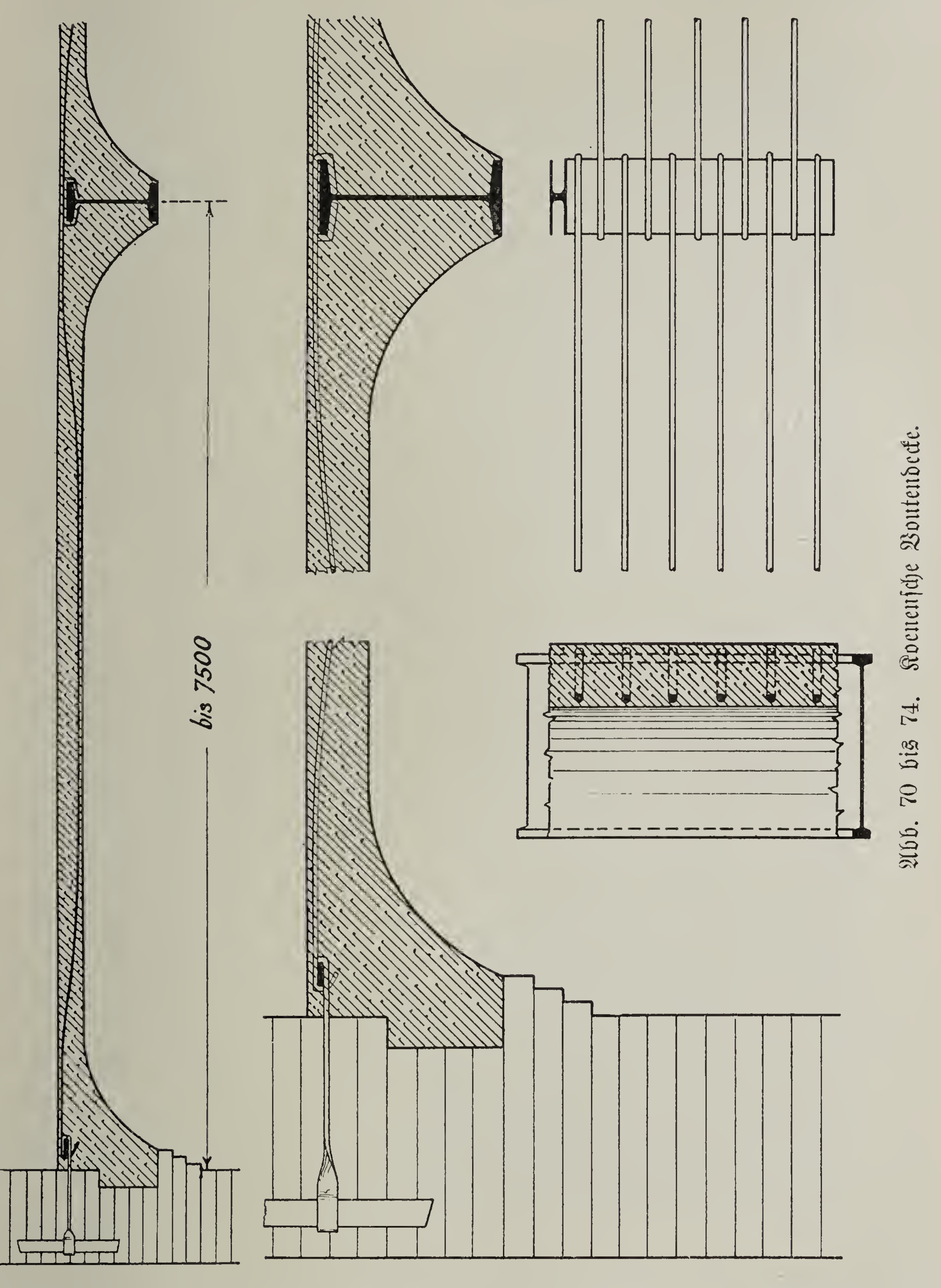


Abb. 70 bis 74. Koenensche Voutendecke.

3 cm hohen Sandbettung und 3 cm dickem Gipsestrich mit Linoleumbelag besteht; übrigens ist eine Sandschichte zwischen Zement und Gips stets zu empfehlen.

Tabelle X.

Abmessungen der eingespannten Voutendecken.

p Belastungen kg/qcm.	Querschnitt.	Spannweiten in cm. 300	400	500	600	700	800
0	H	1,8	3,2	5,0	7,2	9,8	12,8
	f_e	1,20 = 17 × 3	2,13 = 17 × 4	3,33 = 12 × 6	4,80 = 13 × 7	6,53 = 11 × 9	8,53 = 11 × 10
250	H	5,4	7,6	10,0	13,0	16,2	19,4
	f_e	3,54 = 13 × 6	5,01 = 13 × 7	6,67 = 11 × 9	8,64 = 11 × 10	10,8 = 10 × 12	12,9 = 12 × 12
500	H	7,2	10,0	12,8	16,6	20,6	23,7
	f_e	4,74 = 10 × 8	6,61 = 11 × 9	8,50 = 11 × 10	11,0 = 10 × 12	13,7 = 10 × 13	15,8 = 12 × 13
750	H	8,5	11,7	15,3	18,8	—	—
	f_e	5,64 = 12 × 8	7,79 = 10 × 10	10,2 = 11 × 11	12,5 = 11 × 12		
1000	H	9,6	13,3	17,0	21,3	—	—
	f_e	6,36 = 10 × 9	8,85 = 10 × 11	11,3 = 10 × 12	14,2 = 11 × 13		

Die Berechnung der Abmessungen der Voutenplatten erfolgt mit Tab. II (Seite 46). Die Stärke der Plattenmitte beträgt mit $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000$ kg

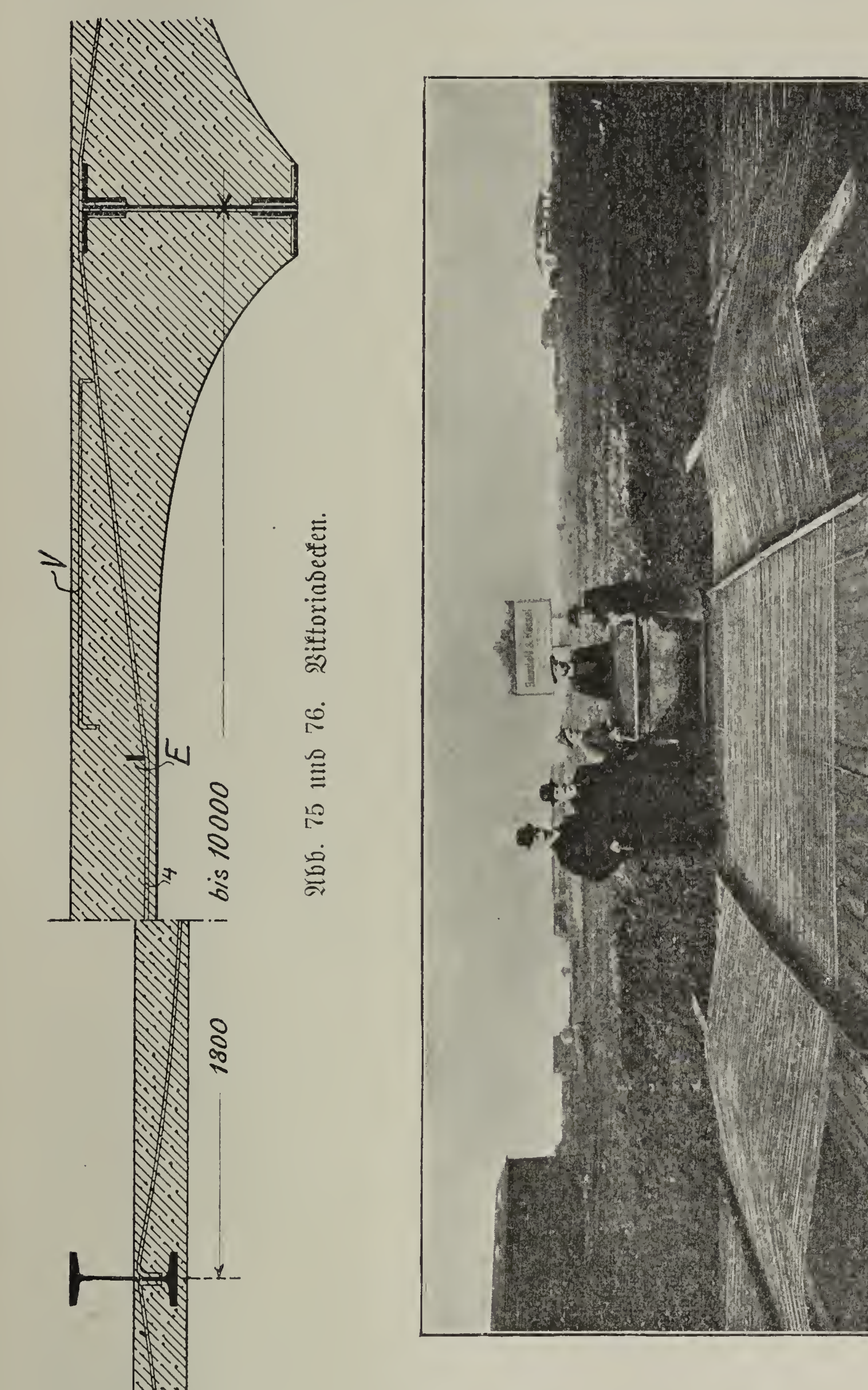


Abb. 75 und 76. Viktoriadecken.

Abb. 77. Fertig montiertes Drahtsystem zur Überdeckung des Hemmstraßenkanales in Bremen.

unter der Annahme eines größten Biegungsmoments $M = \frac{Q\,l}{24}$ abgerundet:

$$H = l^2 \cdot \left[0{,}10 + \sqrt{8{,}3 \cdot \frac{p}{l^2} + 0{,}01} \right] \quad . \; . \; . \; . \quad (302.)$$

H ist in cm, l in m und p (auf der Decke ruhende Lasten) in t/qm ausgedrückt. Die Abmessungen eingespannter Voutendecken ergeben sich damit aus Tabelle X (Seite 94).

p ist die auf der Decke ruhende Belastung aus Fußboden und Nutzlast (ohne Eigengewicht der Platte). Die Kosten für Decken mit 500 kg/qm Nutzlast betragen bei 3 m Spannweite 5,50, bei 4 m 6,00, bei 5 m 6,50, bei 6 m 7,50 Mark (Akt.-Ges. f. Beton- u. Monierbau, Berlin).

40. Die Viktoria-Decken.

Dieselben werden in verschiedenen Typen zur Ausführung gebracht, von denen die zwei gebräuchlichsten in den Abb. 75 und 76 im Querschnitt dargestellt sind. Erstere (D.R.P.) stellt eine einfache Plandecke dar, welche auf den Unterflanschen der Träger aufliegt und zwischen den Stegen als teilweise eingespannt betrachtet werden kann. Zu diesem Zwecke sind die Rundeisen an den Trägern umgebogen und gegen die Mitte zu durchhängend. Das größte Moment bei gleichmäßig verteilter Belastung kann mit $\frac{Q l}{10}$ in Rechnung gestellt werden (Tabelle IX, Seite 90). Die Entfernung der I-Balken soll 2,5 m nicht überschreiten (vergl. armierte Steindecken Absatz 65, Abb. 159).

Für größere Spannweiten ist die in Abb. 76 dargestellte Viktoria-Decke (D.R.P.) geeignet. Sie ist eine zwischen eisernen Trägern eingespannte, über mehrere Felder reichende Voutendecke, deren Armierung aus einem Drahtsystem besteht, das von einem Ende des Baues bis zum andern ungestoßen hindurchgeht. Durch horizontale Spannung der Drähte wird eine sichere Linienführung erzielt und das Eisen zu sofortiger aktiver Wirkung gezwungen. Nachdem die Drähte über alle Stützen hinweggezogen sind, werden sie durch die Quereisen E gegen die Schalung niedergedrückt. Hierdurch kann eine Armierung geschaffen werden, welche den theoretischen Anforderungen in weitgehendem Maße entspricht (Abb. 77).

Außer diesem Drahtsystem werden bei größeren Spannweiten noch die Verstärkungsklammern V (Abb. 76) angeordnet, wodurch die Widerstandsfähigkeit der Decken, wie die Belastungsproben erwiesen haben, bedeutend gesteigert wird. Die Viktoria-Voutendecken können bis 10 m Spannweite ausgeführt und wie die Koenensche Decke berechnet werden. Patentinhaber: Hansa, Gesellschaft für Wand- und Deckenbau m. b. H. in Bremen.

41. Andere Voutenplatten.

Die Zementeisen-Konsoldecke System Knauer (Firma Boswau & Knauer, Berlin) besteht aus der zwischen I-Trägern eingespannten Eisenbetonplatte, welche im mittleren Teile eine gleichmäßige Dicke besitzt und gegen die Auflager nach oben und unten konsolartig verstärkt ist. Die Rundeiseneinlagen werden im mittleren Plattenteil horizontal und gegen die Träger scharfkantig und geradlinig nach aufwärts geführt, über welche sie hinüberlaufen

oder an denen sie wie bei der Koenenschen Decke um die Flanschen gebogen werden. Zur Verstärkung der Konsolen dienen mehrere parallel den Trägern gelegte Rundeisen, sowie für größere Spannweiten (über 6 m) eine Armierung, welche derjenigen der Viktoriadecken ähnlich ist (V in Abb. 76).

Die Zöllnersche Spanneisen-Voutenplatte charakterisiert sich durch geradlinige, gegen die Richtung der Spannweite aber geneigte Armierungsstäbe, welche an den Mauern und Trägern wie bei der Koenenschen Decke befestigt sind (Paul Zöllner & Co., Berlin).

Wolles Konsoldecke[1]) besitzt eine geradlinige über die Trägerflanschen hinweggehende oder an diesen umgebogene obere und eine geradlinige untere Armierung. Eine Verankerung an den Mauern ist nicht erforderlich, weil die negativen Stützenmomente durch das Gewicht und die Belastung der Konsolen erzeugt werden. Sie eignet sich gut für einseitige und für Einzellasten und kann bis 10 m Weite gespannt werden.

Die Ramisch-Decke verwendet ebenfalls eine obere und eine untere Armierung. Erstere geht über die Auflager hinweg oder ist an ihnen verankert und reicht nur soweit als negative Stützenmomente (s. Abb. 51) wirken, während letztere in den Feldmitten angebracht ist. Um dem angeblichen Übelstande aller Betoneisendecken, daß sie infolge der Temperaturschwankungen starke Risse zeigen, zu begegnen, sind zum Ausgleich besondere Temperaturstäbe angeordnet, wodurch die Risse vermieden werden sollen. Die Kosten einer 5 m weit gespannten Ramisch-Decke belaufen sich auf 6,25 ℳ/qm (Ingenieur Schacht, Hannover).

Eine den genannten Voutendecken verwandte Konstruktion ist Lolats Ankerdecke mit 6 bis 15 cm Dicke und bis 7 m reichender Spannweite (Lolat-Eisenbeton, Berlin).

42. Die Koenensche Plandecke.

Sie besteht aus einer durch senkrechte, ineinander gewölbeartig übergehende Rippen verstärkten Betoneisenplatte, welche eine unterhalb der I-Träger durchgehende ebene Decke trägt (Abb. 78 und 79). Der Druckgurt von 5 bis 7 cm Stärke nimmt die Druckspannungen, das in den Rippen möglichst tief eingebettete Rundeisen die Zugspannungen auf. Infolge der verhältnismäßig großen Höhe der Konstruktion sind die Beanspruchungen des Betons und die Eisenstärken (1 cm) gering. Die Rippen, deren Entfernung etwa 25 cm beträgt, ruhen auf Holzlatten, welche auf den Unterflanschen der Träger liegen. An die Lattung wird die Deckentafel angenagelt, welche aus Rohrung mit Putz, aus Drahtziegeln, aus Gipsdielen u. dergl. besteht. Sollen die Holzlatten unter den Rippen weggelassen und die Unterdecke ebenfalls massiv werden, so müssen die Betonrippen bis zur Trägerunterkante reichen. Die Decke selbst wird dann durch einbetonierte Hafter aus

[1]) Beton- und Eisenbetonbauten von Rud. Wolle, Leipzig, Deutsche Städteausstellung 1903 in Dresden, und „Beton und Eisen" 1903, 4. Heft.

verzinktem Eisendraht gehalten. Bei dieser Konstruktion dienen die Holzlatten nur während der Ausführung als Auflager für die Blechformen beim Einstampfen des Betons. Der Fußboden ist als Zement- oder Asphalt-Estrich

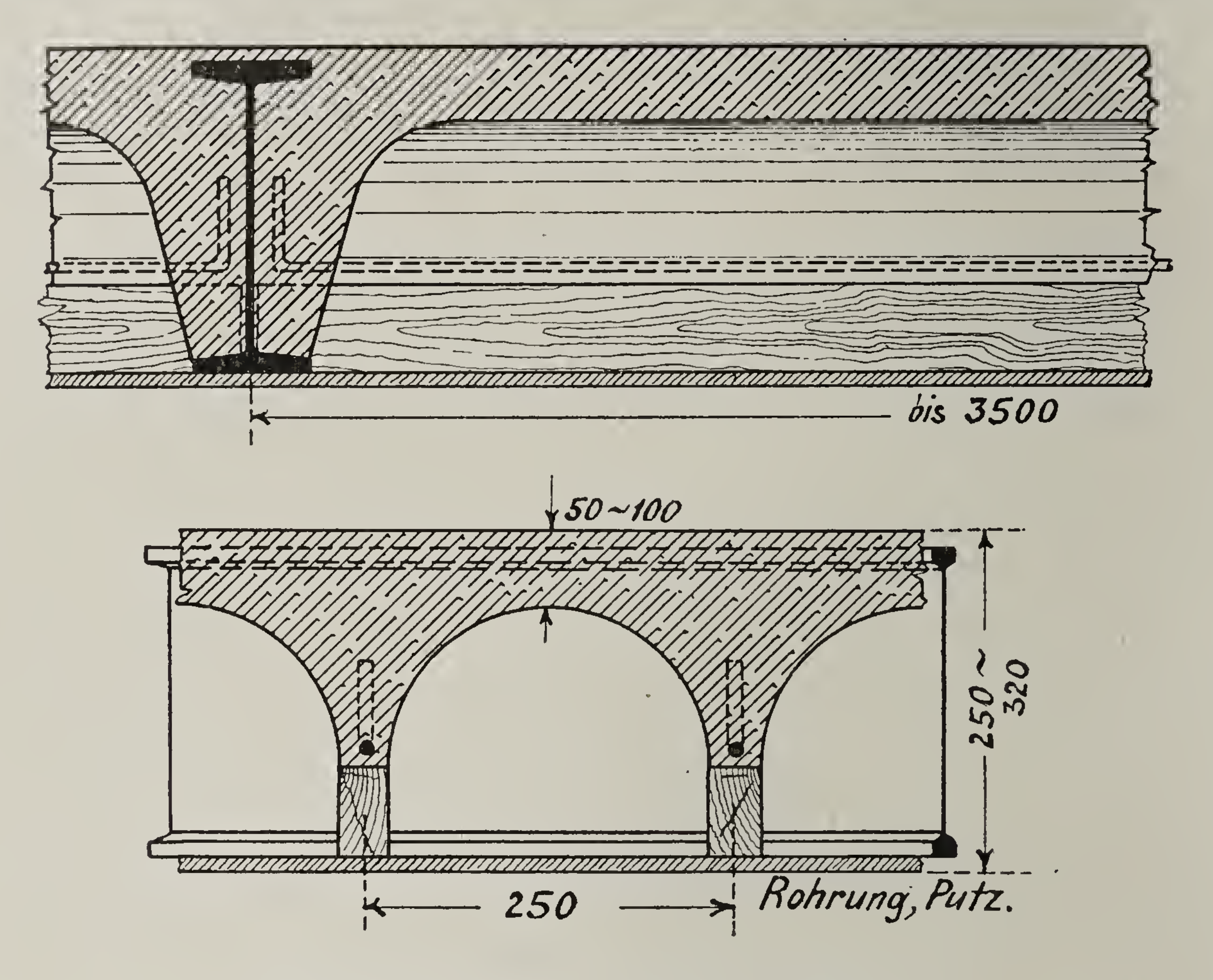


Abb. 78 und 79. Koenensche Plandecke.

hergestellt, der mit Linoleum belegt wird; auch kann ein in Asphalt verlegter Stabfußboden oder ein gewöhnlicher Holzfußboden, dessen Lagerhölzer im Beton eingebettet sind, aufgebracht werden.

Die Entfernung der eisernen Träger beträgt höchstens 3,50 m. Die Plandecke hat neben der ebenen Untersicht den Vorzug größerer Leichtigkeit und besserer Schallsicherheit. Ihre Berechnung erfolgt am einfachsten mit Formel 146, Seite 57. Die Kosten der Ausführung ohne Träger und Unterdecke belaufen sich auf 5 bis 6 *M.* für das qm (Aktien-Ges. für Beton- und Monierbau in Berlin).

43. Die Zöllnersche Zellendecke von Wayß & Freytag.

Die Zellendecke (D.R.P.) hat wie die oben besprochene Plandecke das Bestreben, die Konstruktionshöhe so zu vergrößern, daß sie der Wärmeleitung und dem Schall größeren Widerstand leistet und so für Wohnräume, Schulen, Bureaus usw. besser geeignet ist. Um aber das Eigengewicht trotz der größeren Dicke nicht zu vermehren, wird die untere Zone durch Hohlsteine ausgefüllt, zwischen welchen schmale Rippen verbleiben, in denen je ein Rundeisenstab eingebettet ist (Abb. 80). Die Hohlsteine haben demnach lediglich den Zweck, gewissermaßen als Schalung zu dienen und erleiden des-

halb keinerlei statische Beanspruchung. Sie werden durch die Reibung an den Rippen festgehalten; sie bestehen aus gebranntem Ton und haben infolge der dünnen Wände geringes Gewicht. Durch die Kiesbetonrippen wird die not-

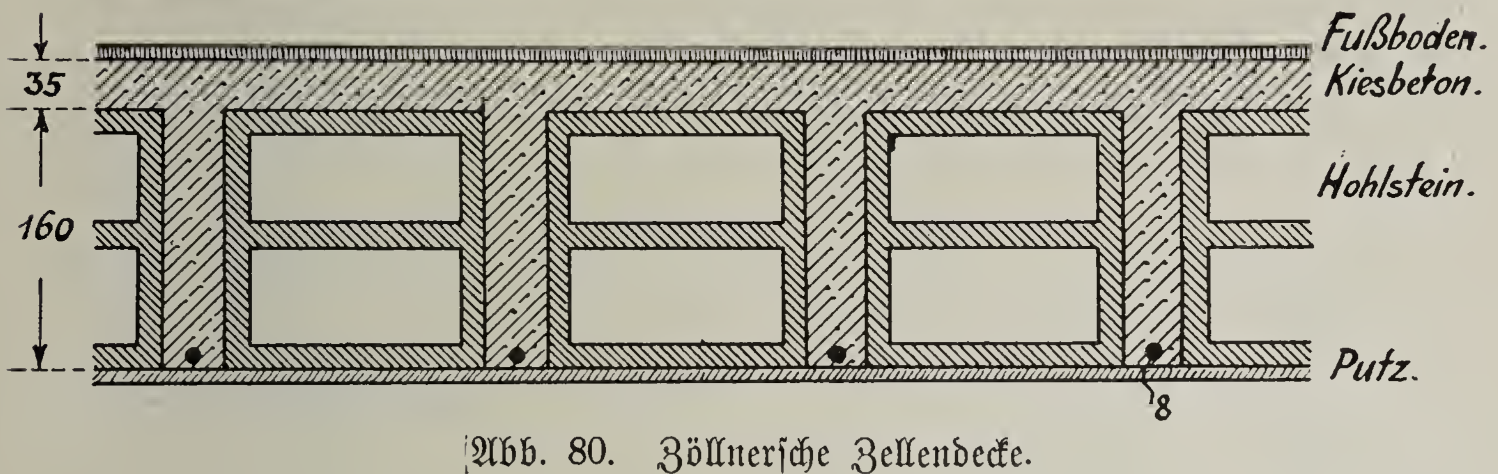


Abb. 80. Zöllnersche Zellendecke.

wendige Verbindung des Zugeisens mit dem Druckgurt hergestellt. Die Bestimmung der Abmessungen der Armierung und Gurtstärke erfolgt nach den Regeln für den Plattenbalken, am einfachsten mit Gl. 146, Seite 57. Die Breite der Rippen muß so bemessen sein, daß Gl. 122, Seite 44 erfüllt ist. Durch die Wahl der Größe der Hohlsteine und der Konstruktionshöhe läßt sich die Decke den Belastungen und den bis 7 m reichenden Spannweiten anpassen, für welche sie dienen soll. Die Kosten einer 20 cm starken Zellendecke betragen 6,50 bis 7 ℳ/qm ausschließlich Träger, unterem Verputz und oberem Glattstrich. Die Zöllnersche Decke wird auch in Verbindung mit Rippenbalken benützt, bei welchen sie den mittleren Teil der auf Biegung beanspruchten Platte bildet.

44. Die Röhrendecke von Bramig.

Bramig in Dessau konstruierte aus denselben Motiven, welche für die Zellendecke leitend sind, eine Decke, deren Gewicht durch die Einlegung von gebrannten Tonröhren (Drainageröhren) in der Zugzone (Abb. 81)

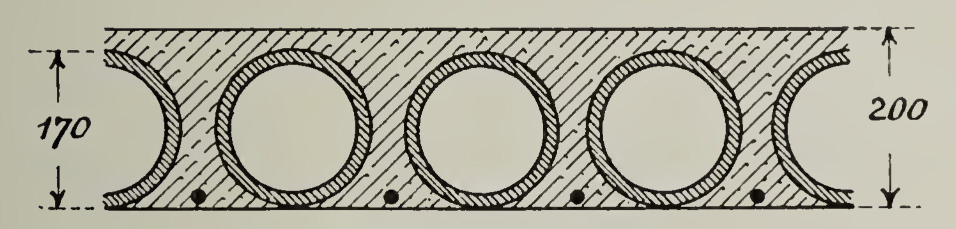


Abb. 81. System Bramig.

ermäßigt wird. Dieselben werden auf der Schalung stumpf nebeneinander verlegt, so daß zwischen den Röhrensträngen die Zugeisen Raum finden, worüber der Beton aufgebracht wird. Man erhält so eine Decke, welche je nach ihrer Stärke bis zu 4 m Spannweite eine ökonomische Konstruktion ergibt. Ihre Abmessungen sind mit Gl. 146, Seite 57 zu bestimmen.

45. Das System Holzer.

Während die Armierung der bis nun beschriebenen Decken ausnahmslos aus Rundeisen besteht und für die Ausführung Rüstung und Schalung erforderlich sind, kommen wir mit dem System Holzer zu einer Konstruktion, welche hierin wesentlich abweicht.

Die für das Einstampfen des Betons erforderliche Schalung wird durch die Rohrmatten R ersetzt, welche an etwa 20 mm hohen Eisenträgern von I-, L- oder ⊥-Form aufgehängt sind (Abb. 82 und 83). Die Rohrmatte ist durch die 3 mm dicken verzinkten Eisenstäbe E, welche durch die Bindedrähte B an den Trägerchen T befestigt werden, eingeklemmt. Die Entfernung dieser schwankt je nach Spannweite und Belastung von 10 bis 25 cm, so daß man dadurch eine Fläche erhält, welche beim Aufbringen des Betons genügenden Widerstand bietet. Die Länge der Trägerchen ist etwas kürzer als die Entfernungen der Stege der Deckenträger, während die Rundstäbe E zwischen ihren Flanschen Raum finden müssen (s. Abb. 84 und 85). Die derart hergestellten Tafeln werden nun nach entsprechender rhombischer Verschiebung auf die Flanschen der Deckenträger aufgelegt. Um deren Unterfläche gegen die unmittelbare Einwirkung des Feuers zu schützen, überdeckt man sie ebenfalls mit einem Streifen Rohrmatte, die mit dünnen Rundstäben analog E an der Schalungstafel festgehalten und gegen den Unterflansch gedrückt wird. Wir erhalten daher eine gleichmäßige kontinuierliche Deckenfläche (Abb. 84 und 85), an welcher ein Durchscheinen der Träger unmöglich ist und der Mörtelputz in altbekannter vorzüglicher Weise haftet.

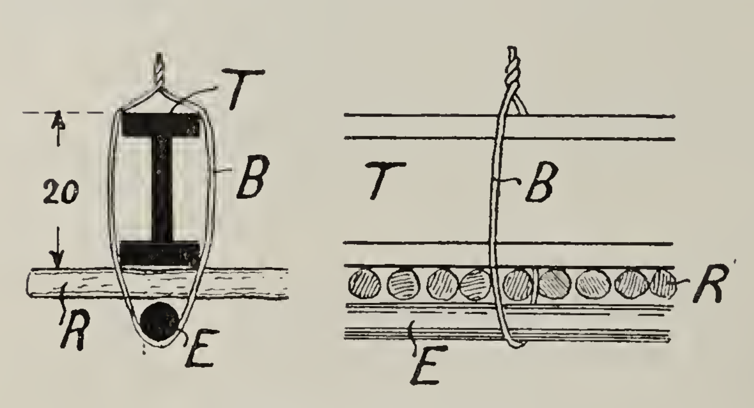


Abb. 82 und 83.

Die Schalungsträgerchen T bilden gleichzeitig die Armierung dieser Eisenbetondecke; sie werden daher durch das Gewicht der noch nicht erhärteten Betonmasse auf Biegung und nach der Erhärtung durch die Nutzlast auf Zug beansprucht, wobei wir uns diesen im Schwerpunkt der kleinen Profile wirkend denken können. Der Beton selbst erleidet nur durch das Gewicht des Füllmaterials, der Fußbodenkonstruktion und durch die Nutzlast Beanspruchungen.

Der Vorteil der Holzerdecke besteht in der innigen Verbindung der tragenden Konstruktion mit der Putzdecke und in dem Wegfall aller Kosten, welche aus der Herstellung und Abnahme einer besonderen Schalung erwachsen. Sie wird entweder als horizontale Platte oder in Gewölbeform ausgeführt. Die wagerechte Holzerdecke kommt bis zu einem Trägerabstand von 2,50 m zur Anwendung und kann verschiedene Gestalt zeigen. Die Abb. 84 und 85 stellen eine im obigen beschriebene Decke mit durchwegs ebener Untersicht dar, welche einen Holzfußboden (Abb. 84) auf in einem Füllmaterial liegenden Lagerhölzern oder einen massiven Boden mit Linoleum- oder anderm Belag (Abb. 85) trägt, wobei der Raum zwischen Platte und Trägeroberflansch mit

leichtem Beton gefüllt wird. Die Bilder 86 und 88 bringen eine Kassettendecke zur Anschauung, welche je nach der Höhe der Formsteine zur Umhüllung der

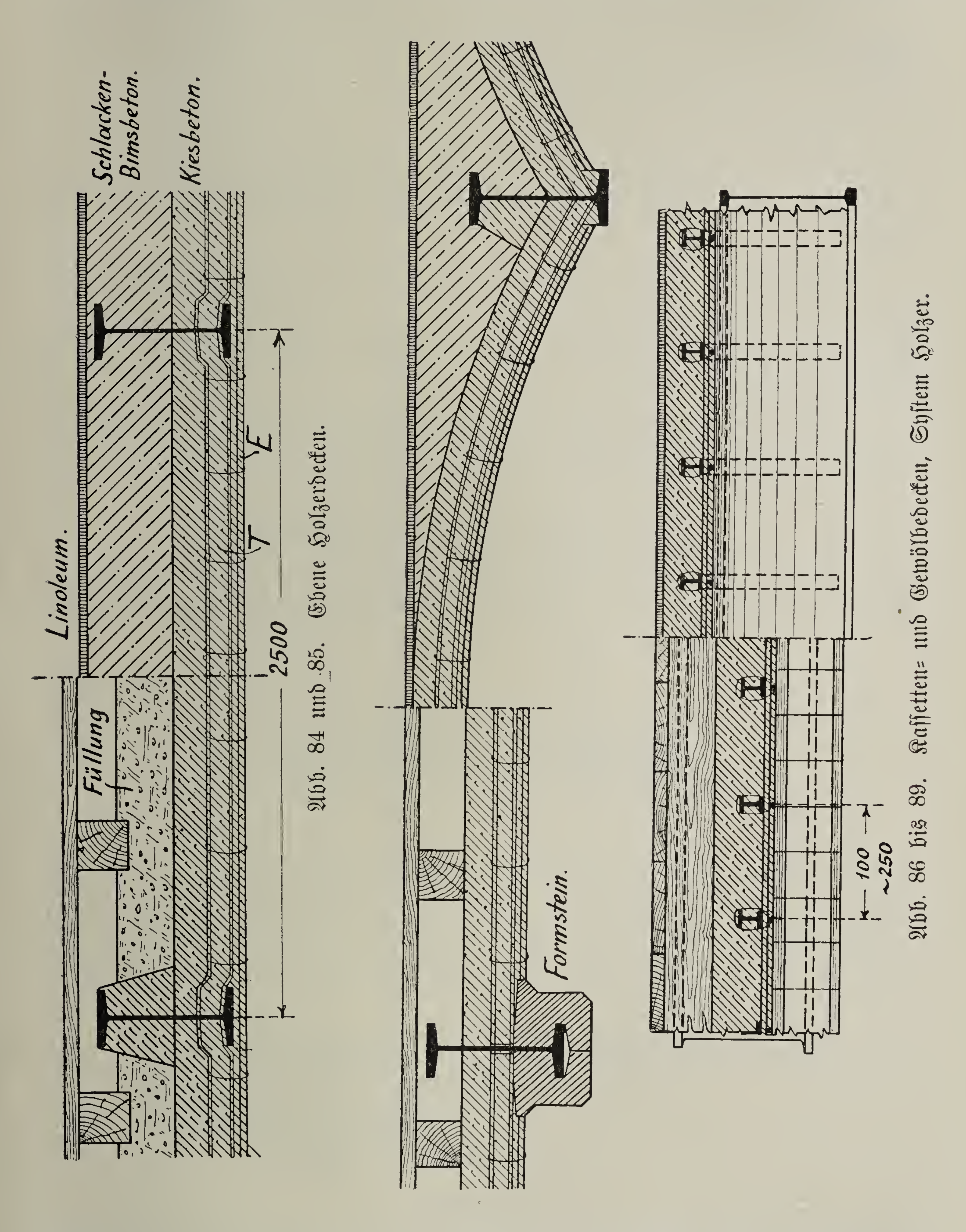


Abb. 84 und 85. Ebene Holzerdecken.

Abb. 86 bis 89. Kassetten- und Gewölbedecken, System Holzer.

Träger und, je nachdem Holz oder Massivboden hergestellt wird, verschiedenes Aussehen besitzt. Die wagerechte Holzerdecke dient auch zur Überspannung von Räumen zwischen Mauern ohne Träger, wenn die Lichtweiten 2,50 m nicht

überschreiten; sie ist für Belastungen bis 750 kg/qm geeignet und kostet ausschließlich Träger, Deckenverputz und Fußboden 3,50 bis 4,50 ℳ/qm.

Durch entsprechende Krümmung der Trägerchen T (Abb. 82 und 83) erhält man eine gewölbte Holzerdecke, wie eine solche für massiven Fußboden in den Fig. 87 und 89 dargestellt ist. Ihre Ausführung erfolgt genau so wie die der ebenen Decke.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß die Rohrmatten auch durch andere Mittel, wie Drahtgeflechte, ersetzt werden können und das besprochene System sich deshalb auch auf dem Gebiete des allgemeinen Ingenieurwesens eignet.

Die Berechnung der auf Biegung beanspruchten Holzerplatten erfolgt mit den Gl. 155 und 156, worin s_e versuchsweise zu wählen ist, oder einfacher mit den Gl. 117 und 118, Seite 43, nachdem n aus Gl. 136, Seite 50 mit gegebenem σ_b und restlichem σ_e bestimmt worden (vergl. auch Beispiel 2 in Absatz 27, Seite 65).

Inhaber der Patentrechte ist die Firma Wayß & Freytag. Ausführliche Tabellen enthält ihre Broschüre „Das System Holzer", 1895.

46. Die Konstruktion von Wünsch.

Eine der Holzerdecke ähnliche Armierung wendet Robert Wünsch in Ofenpest seit 1892 an. Die Eiseneinlagen bestehen aus **T**-Eisen, welche bei

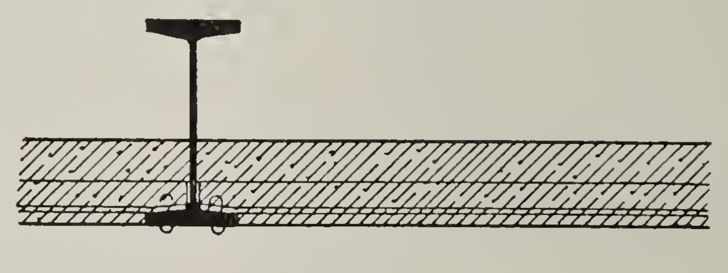


Abb. 90.

ebenen Platten auf die Ober- oder Unterflanschen der eisernen Träger (Abb. 90) aufgelegt werden, an denen sie vernietet sind. Zur Erreichung größerer Tragfähigkeit wird das System Wünsch in Gewölbeform (Abb. 91) ausgeführt, wobei je ein Paar von **T**-Eisen Verwendung findet, deren eines

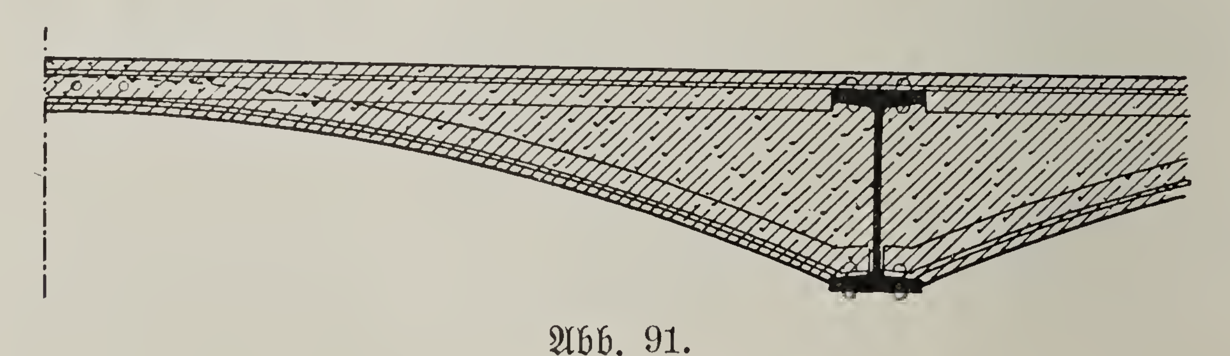


Abb. 91.

geradlinig über die Flanschen der Walzträger hinwegläuft, während das andere entsprechend der Untersicht der herzustellenden Decke gekrümmt und an den Unterflanschen befestigt ist.

47. Die Bauweisen von Donath und Müller.

Dieselben charakterisieren sich durch eine aus Flach-, ⊥- oder I-Eisen bestehende tragfähige Armierung (Abb. 92 bis 94), welche durch ein Netz von Flacheisen (etwa 15 × 1 mm) verbunden ist und daher eine Variante

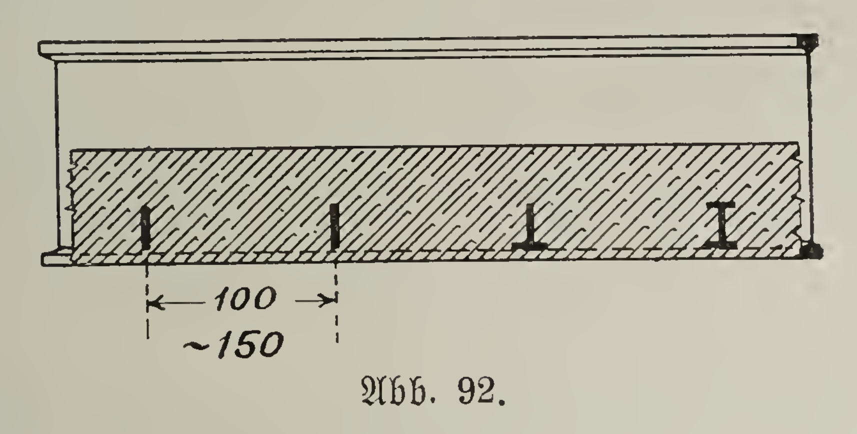


Abb. 92.

des Monierschen Prinzips darstellt. Beim System Donath (D.R.G.M. 46841) wird hieran ein Drahtnetz befestigt, an welches eine Mörtelschichte geworfen wird, die zur Aufnahme der Betonmasse dient. Die Herstellung einer provisorischen Schalung wird demnach hier ebenso wie beim Holzerbau vermieden. Die Entfernung der Donath-Trägerchen beläuft sich auf 10 bis 15 cm; ihre Spannweite beträgt je nach Verwendung von I-, ⊥- oder I-Profilen 2 bis 4 m, wobei sich die Kosten von 4,70 bis 8,50 ℳ auf den qm stellen.

Bei der Bauart Müller (D.R.G.M. 47230) ist eine an den Walzträgern aufgehängte Schalung erforderlich. Die Dichtigkeit der Armie-

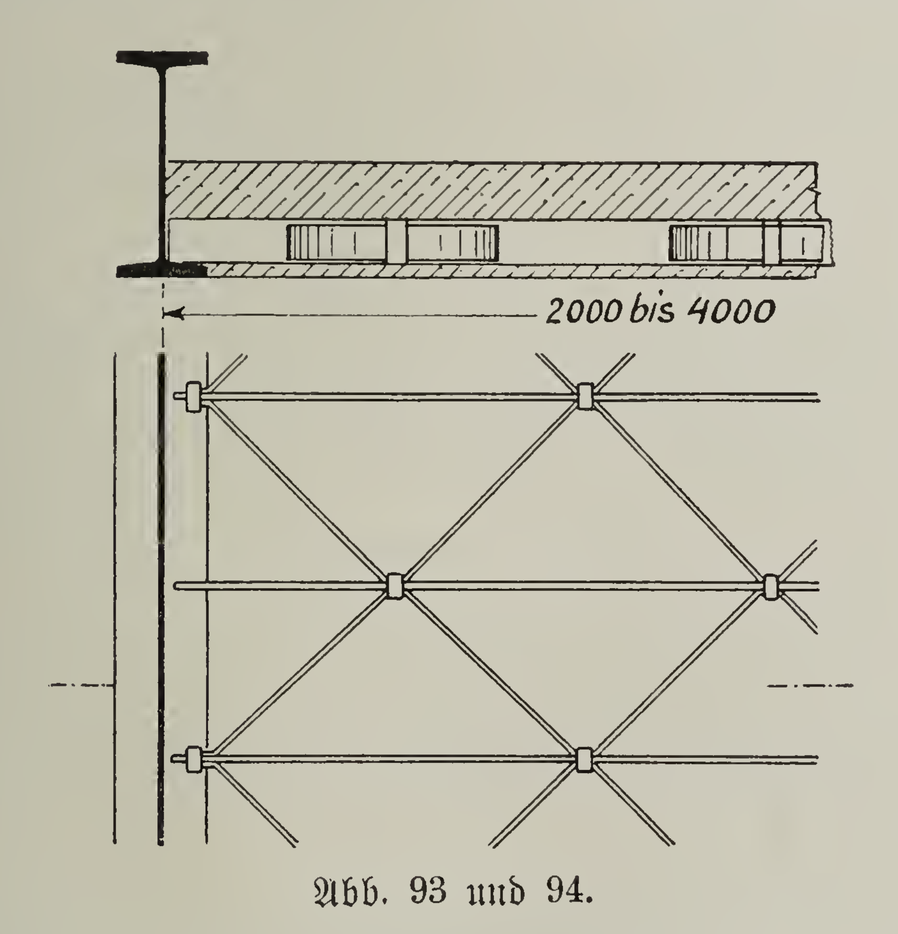


Abb. 93 und 94.

rungsstäbe, sowie die praktischen Spannweiten stimmen mit dem System Donath überein. Die Müllersche Konstruktion wird auch in Voutenform nach Art der Koenenschen Decke ausgeführt und eignet sich dann für größere Trägerentfernungen.

Ein anderes von Donath herrührendes System stellen die Abb. 95 und 96 dar. Die Armierung besteht hierbei aus Eisenstäben mit S-förmigem

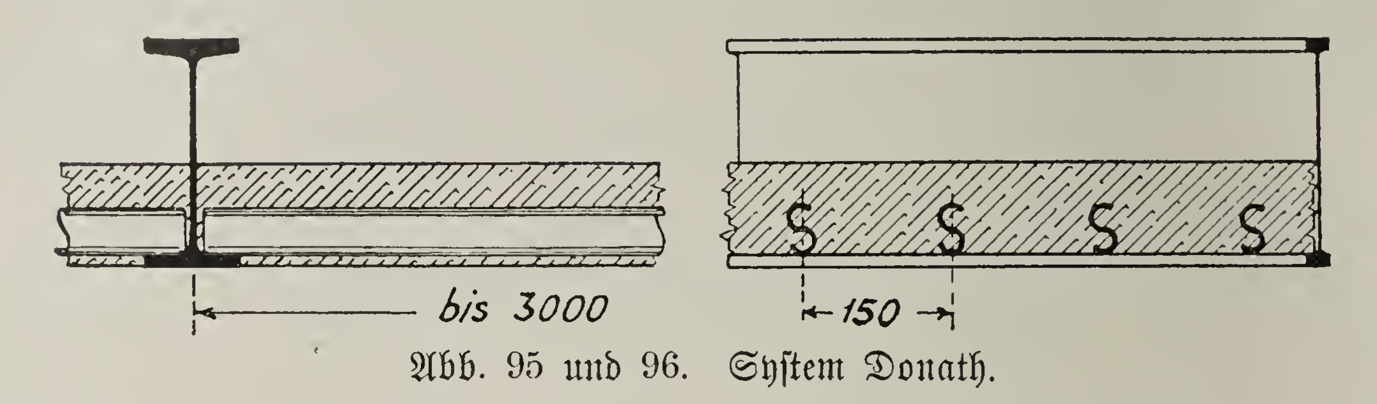


Abb. 95 und 96. System Donath.

Querschnitt, die in Entfernungen von 15 cm auf den Flanschen der eisernen Tragbalken ruhen und bis 3 m Spannweite besitzen. Die Kosten belaufen sich je nach Plattenstärke auf 4,50 ℳ und mehr für das qm.

48. Armierungstypen von Hyatt, Habrich, Ransome u. a.

Das ebenfalls mit dem Monierschen Prinzip übereinstimmende System Hyatt verwendet an Stelle der Rundeisen hochkantig gestellte Flacheisen, die mit Löchern versehen sind, durch welche die aus schwachen Rundeisen bestehenden Verteilungsstäbe hindurchgesteckt sind. Hierdurch erscheint eine gute Verbindung der Tragstäbe erzielt, und die Gefahr des Gleitens bleibt ausgeschlossen (Abb. 97 und 98).

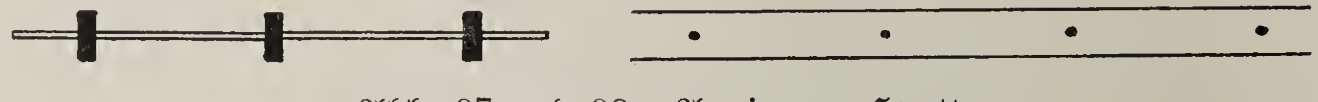


Abb. 97 und 98. Armierung Hyatt.

Die von Habrich erfundene Bauart benützt Flacheisen von 35 × 1,5 mm Querschnitt, welche spiralförmig verdreht (Abb. 99)



Abb. 99. System Habrich.

und in Entfernungen von 15 bis 30 cm in dem Beton eingebettet sind. Als Betonmischung wird das Verhältnis von 1 Teil Zement auf 7 bis 9 Teile Sand und Kies verwendet. Das System Habrich wird in Platten- und Gewölbeform ausgeführt.

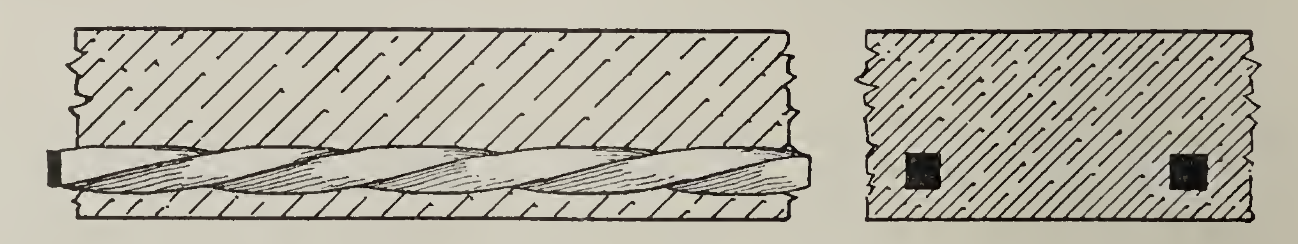
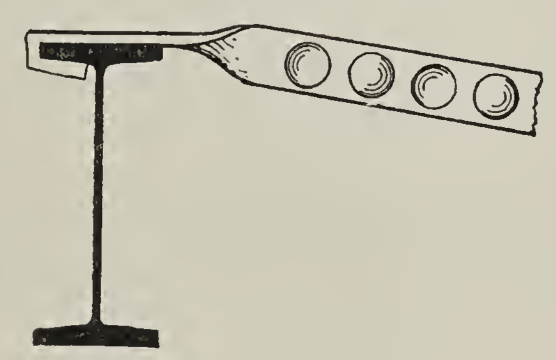


Abb. 100 und 101. Armierung Ransome.

Vornehmlich in Amerika wird ein der vorgenannten Armierung ähnliches System, das von Ransome, ausgeführt. Es besteht aus im kalten Zustand schraubenförmig verdrehten Quadrateisen (Abb. 100 und 101). Auch diese Gestaltung der Eiseneinlagen verfolgt den Zweck, die Haftkräfte so zu vermehren, daß eine Verschiebung an den Berührungsflächen ausgeschlossen erscheint. Es dürfte ihr jedoch für die Tragfähigkeit keine allzuhohe Bedeutung beizumessen sein, da, soweit Platten in Betracht kommen, die Gleitgefahr selbst bei Rundeisenarmierung in der Regel nicht zu befürchten ist (vergl. Formel 135, Seite 48). Ein anderer ebenfalls in Amerika üblicher Armierungstypus ist das Thacher-Eisen.

49. Decken nach System Stapf und Klett (Maschinenbau-A.-G. Nürnberg).

Die Stapfsche Anordnung benützt hochkantig gestellte Flacheisen, welche mit kreisförmigen Ausbuchtungen versehen (Abb. 102) und flachliegend um die Oberflanschen der Träger umgebogen sind. Beim System Klett (Abb. 103) sind die gewöhnlichen Flacheisen verwendet, welche gegen das Gleiten im Beton mit aufgenieteten Winkeleisen versichert und an den Trägerflanschen in besonderer Form umgebogen werden. Diese Konstruktionen eignen sich besonders für weitgespannte Voutendecken bis 6,0 m Trägerentfernung. Zur Verminderung des Eigengewichts wird auch Bimsbeton mit Vorteil benützt. Sie sind in der letzten Zeit mehrfach ausgeführt worden und haben sich gut bewährt.


Abb. 102. System Stapf.

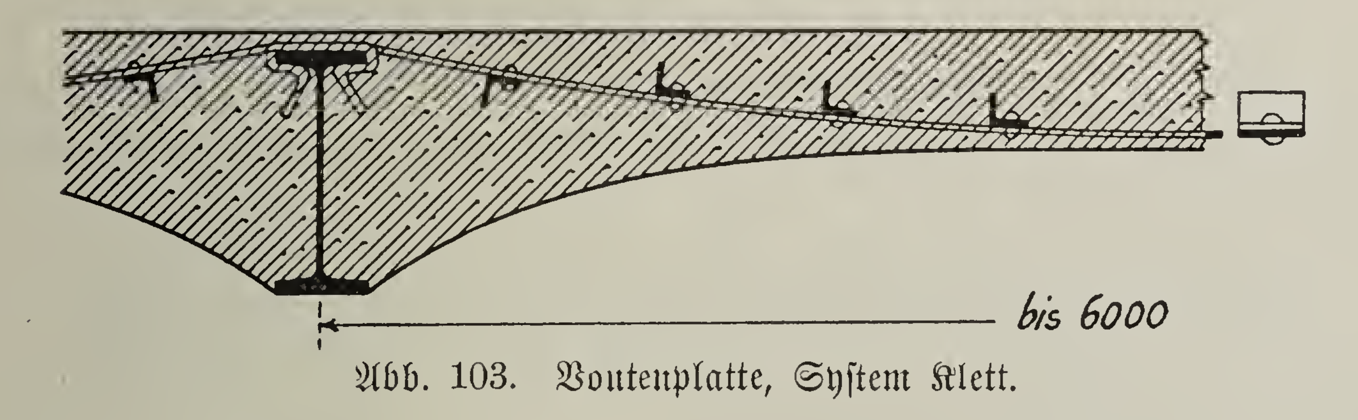


Abb. 103. Voutenplatte, System Klett.

Eine den genannten Bauweisen ähnliche Ausführungsart zeigt das System Wilson, dessen Armierung ebenfalls aus aufgehängten Flacheisen besteht. —

50. Das Streckmetall.

Das Streckmetall (expanded metal) stammt aus Amerika und verfolgt denselben Zweck wie die Monier-Armierung. Aus Blechtafeln fabrikmäßig hergestellt, hat es das Aussehen eines Drahtnetzes (Abb. 104). Es wird in

verschiedenen Stärken und Maschenweiten erzeugt, wiegt 2 bis 6 kg und kostet 1,70 bis 3,50 ℳ/qm. Die Streckmetallrollen werden über die eisernen Tragbalken ausgespannt (Abb. 105) oder zwischen den Unterflanschen derselben ver-

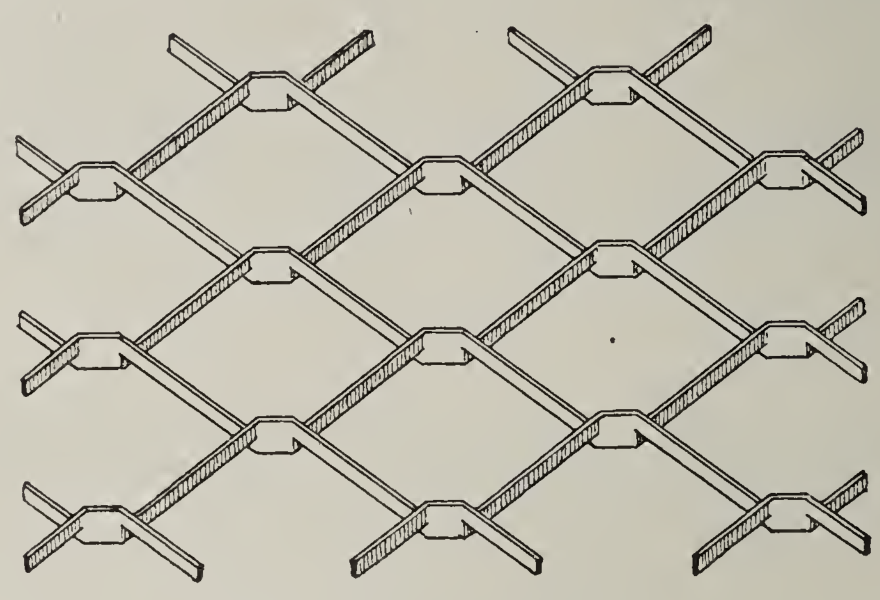


Abb. 104. Streckmetall.

legt. Der Beton besteht meist aus 1 Teil Zement und 4 bis 7 Teilen Sand und Kies oder Schlacke. Die Spannweite reicht bis etwa 2,3 m. Größere Abstände der Träger (bis 6 m) läßt das System von Golding, dem Erfinder des expanded metal, zu, bei welchem durch Walzprofile armierte 1,25 bis 2 m entfernte gewölbeförmige Rippen eingeschaltet werden, die mit einer geraden Decke maskiert werden können.

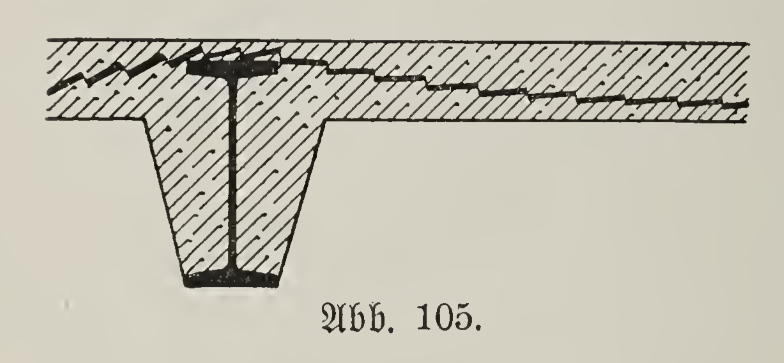


Abb. 105.

51. Die Decke von Stauß & Ruff, Lilienthal u. a.

Die von der Kottbuser Firma Stauß & Ruff erzeugten Drahtziegel eignen sich für eine einfache und für Wohnräume hinreichend tragfähige

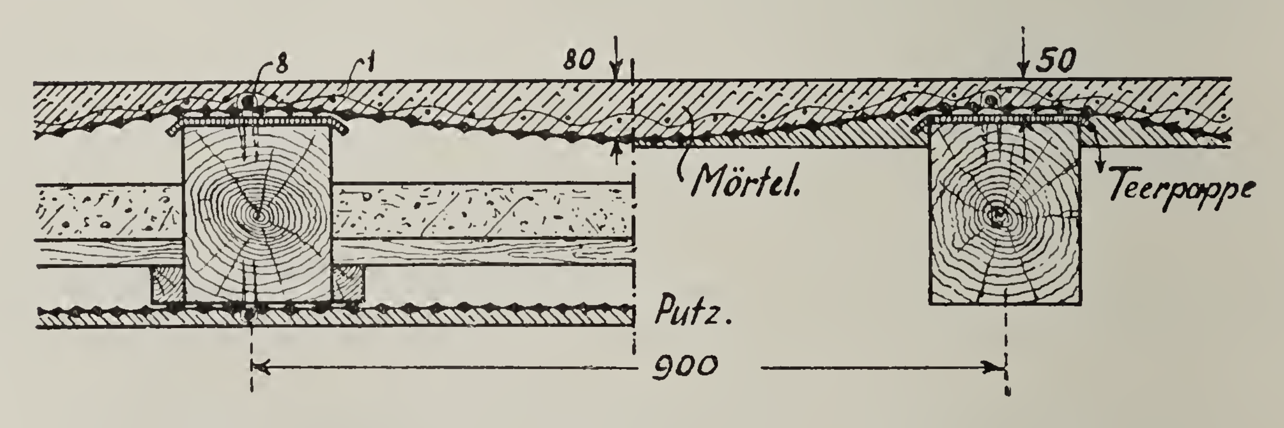


Abb. 106 und 107. Drahtziegeldecken auf Holzbalken.

Deckenkonstruktion zwischen hölzernen oder eisernen Balken, deren Mittelentfernung etwa 1,1 m beträgt. Holzbalken überdeckt man mit einem Teerpappestreifen, über welche die Drahtziegel gespannt und mit einem 8 mm

dicken Rundeisen festgehalten werden (Abb. 106 und 107). Zur Verstärkung legt man auf die Drahtziegel ein Drahtgewebe von 1 mm Stärke und 20 mm Maschenweite und heftet es mit Drahtstiften auf die Balken. Bei eisernen Trägern ist das Gewebe an den Enden provisorisch einzuspannen. Die Beschüttung der so hergestellten Fläche erfolgt mit Mörtel im Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement und 3 Teilen Sand. Die entstehenden Mulden sind abzugleichen und erst nach deren teilweiser Erhärtung (nach 1 Tag) ist die Mörtelmasse bis zu einer Dicke von 5 cm über den Trägern aufzufüllen und zu glätten. Je nach dem Zwecke können die Tragbalken sichtbar bleiben (Abb. 107), oder es kann eine horizontale Untersicht hergestellt werden (Abb. 106). Die analogen Konstruktionen bei eisernen Trägern zeigen die Abb. 108 und 109. In Abb. 108 ist der Drahtziegel für den ebenen Plafond an eisernen Rundstäben aufgehängt gedacht, um ein Durchsacken zu verhindern.

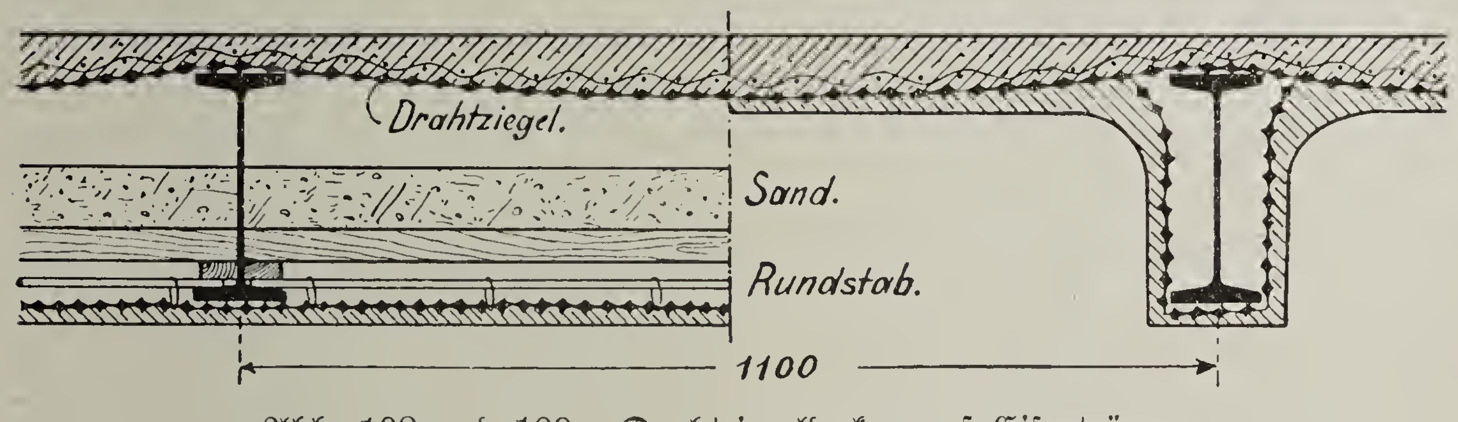


Abb. 108 und 109. Drahtziegeldecken auf Eisenträgern.

Die Vorteile dieser Decken bestehen in geringem Gewicht (125 kg/qm), niedrigen Eisenprofilen, Rißfreiheit, Schall- und Feuersicherheit. Für einen 5 bis 6 m tiefen Raum stellen sich die Kosten der fertigen Decke einschließlich Balken auf 9 bis 12 ℳ ohne Zwischendecke.

Eine der Staußschen Drahtziegeldecke ähnliche Konstruktion ist das System Lilienthal (Terrast Baugesellschaft m. b. H., Berlin W.) für Holz- und Eisenträger von 0,9 bis 1,8 m Entfernung. Das zur Verwendung kommende Drahtnetz ist verzinkt; die Mulden sind mit Schlackenbeton gefüllt, worüber eine 3 bis 5 cm starke Zementbetonschichte aufgebracht wird.

Von anderen Mörteldecken sind noch zu erwähnen: Die Deunlingsche Hänge- und Gitterdecke (D.R.P. Nr. 82931), das Drahtputzgewölbe System Knauer, die Dietrichkeit-Ankerdecke, die Helmsche Horizontaldecke, die Pinkemeyersche Mörteldecke (D.R.P. Nr. 113744), die Rabitzdecken u. a.

β) Trägerlose Rippendecken.

52. Das Konstruktionsprinzip.

Diese Decken unterscheiden sich von den unter α) besprochenen Deckenkonstruktionen dadurch, daß sie besondere Träger aus Holz oder Eisen

bei der Überspannung selbst größerer Lichtweiten vollständig entbehren können. Wenn auch die sogenannten Voutendecken vermöge ihrer Einspannung an den Auflagern und ihrer eigenartigen Formengebung für Lichtweiten bis $7^1/_2$ m und ausnahmsweise für größere Räume geeignet sind, so haben wir es bei den Rippendecken mit in der Regel frei aufliegenden Balkenkonstruktionen zu tun, die für die größten Spannweiten und Belastungen des Eisenbetonbaues in Betracht kommen. Ihre Verwendung beschränkt sich daher nicht auf den Hochbau; sie erstreckt sich in ausgedehntem Maße auf das allgemeine Ingenieurwesen.

Die Spannfähigkeit einer parallelflächig begrenzten Platte findet ihr Ende in dem großen Eigengewicht, das sich aus der wachsenden Konstruktionsstärke ergibt. Da nun aber die Zugzone der Betonplatten, welche $^5/_8$ bis $^2/_3$ des Querschnitts und mehr einnimmt, theoretisch und in der Nähe der Bruchspannungen tatsächlich unwirksam ist, so müßte man an Gewicht und deshalb auch an Kosten wesentlich sparen können, wenn man den Beton in der Zugzone überhaupt wegließe, da er für die Biegungsfestigkeit keinen Wert besitzt. Selbstverständlich wäre für die unverschiebliche Verbindung der Eisenzugstäbe mit der Druckzone als Vorbedingung für die einheitliche Wirkung der ganzen Konstruktion in ausreichendem Maße Sorge zu tragen. Diese Idee ist in den Rippen- oder Plattenbalken verwirklicht. Dieselben haben einen **T**-förmigen Querschnitt, dessen Flansch für die Druckspannungen und dessen Steg zur Einbettung der Eisenarmierung sowie zur Übertragung der Schubkräfte dient. Infolge dieser Formengebung des Querschnitts ist man nicht mehr gezwungen, die Höhe der Konstruktion zum Zwecke der Verminderung des Eigengewichts auf ein Mindestmaß zu bringen; sondern man kann dieselbe mit großem Vorteil vermehren, wodurch sich auch die erforderliche Eisenarmierung verringert. Damit ist gleichzeitig eine Ermäßigung der Betonrandspannungen verbunden, welche mit Rücksicht auf die Querspannungen erwünscht ist (s. Absatz 26, Tabelle IV und Abb. 37). Die sonst notwendigen Träger werden, soweit die Zuggurten in Betracht kommen, durch Eiseneinlagen in den Rippen ersetzt. Sie bestehen meist aus Rundeisenstäben, welche nebeneinander oder paarweise übereinander eingebettet sind. Ein Teil derselben geht geradlinig in der Nähe der Unterkante bis an die Enden; ein Teil aber ist von den Stellen der größten Momente gegen die Auflager zu nach aufwärts gebogen. Manchmal wird auch die Druckzone durchgehend armiert. Ein charakteristisches Merkmal dieser Rippenträger sind die vertikalen Bügel, welche, da die schmalen Betonstege die Schubkraft nicht sicher aufzunehmen vermögen, die Aufgabe haben, die Bildung von Scherflächen zwischen Flansch und Steg (Platte und Rippe) zu verhindern, indem sie die wagerechten Gleitkräfte von der Zugarmierung in den Druckgurt übertragen. Die Armierung kann aber auch aus Flacheisen bestehen, welche nach der Seillinie geformt sind; hierbei fallen die Bügel weg, während den Gleitkräften durch aufgenietete Querwinkel Widerstand geleistet wird.

Ein Hauptvorteil der trägerlosen Decken ist ihre unbedingte Feuersicherheit, da außer den vom Beton vollständig geschützten Armierungseisen keine vom Feuer zerstörbaren Tragteile erforderlich sind. Für die Ausführung muß eine sorgfältige Schalung hergestellt werden, welche wegen der durch die Rippen bedingten Unterteilung kostspieliger als bei ebener Deckenfläche sein wird. Die Berechnung ist im Absatz 26 gegeben. Bei gleichmäßig verteilten Belastungen, mit $\sigma_e = 1200$ und $\sigma_b = 30$ kg/qcm liefert Tabelle VI, Seite 58 die in Tabelle XI enthaltenen Werte.

Tabelle XI.

Abmessungen frei aufliegender Rippendecken mit $M = \frac{ql^2}{8}$
l in Metern, q in Tonnen/qm.

p	$h = a' \cdot l\sqrt{q}$	$f_e = \mu \cdot bh$
	a'	μ
0,10	7,31	0,00204
0,12	6,86	0,00234
0,14	6,54	0,00260
0,16	6,29	0,00289
0,18	6,11	0,00302
0,20	5,99	0,00317
0,22	5,89	0,00328
0,24	5,83	0,00336
0,26	5,80	0,00340
0,273 und mehr	5,79	0,00341

Nach der Gestaltung der Zug- und Scherarmierung, sowie nach der sonstigen Formengebung des Querschnitts sind mehrere Systeme ausgebildet worden. Das verbreitetste ist

53. Das System Hennebique.

Obwohl schon in Moniers Patentschrift 1878 Decken beschrieben werden, welche mit eisenarmierten Rippen und Bügeln verstärkt sind, so gelang es in Frankreich doch erst Hennebique, die Prinzipien dieser Bauweise vom Jahre 1892 an in die Praxis umzusetzen.

Der zu überdeckende Raum (Abb. 110) wird nach der Schmalseite mit einer Platte überspannt, welche mit einer Anzahl Rippen versehen ist. Der Querschnitt dieser Haupttragrippen ist in Fig. 111 dargestellt. Die Breite des für die Berechnung maßgebenden Querschnitts soll nach den ministeriellen Bestimmungen in Preußen $^1/_3$ der Spannweite nicht überschreiten, da die entfernter liegenden Querschnittsteile als nicht mehr voll mittragend betrachtet

werden können (Abb. 115). Wenn die Entfernung der Hauptrippen so groß ist, daß die dazwischen liegende Platte zu stark würde, so schaltet man

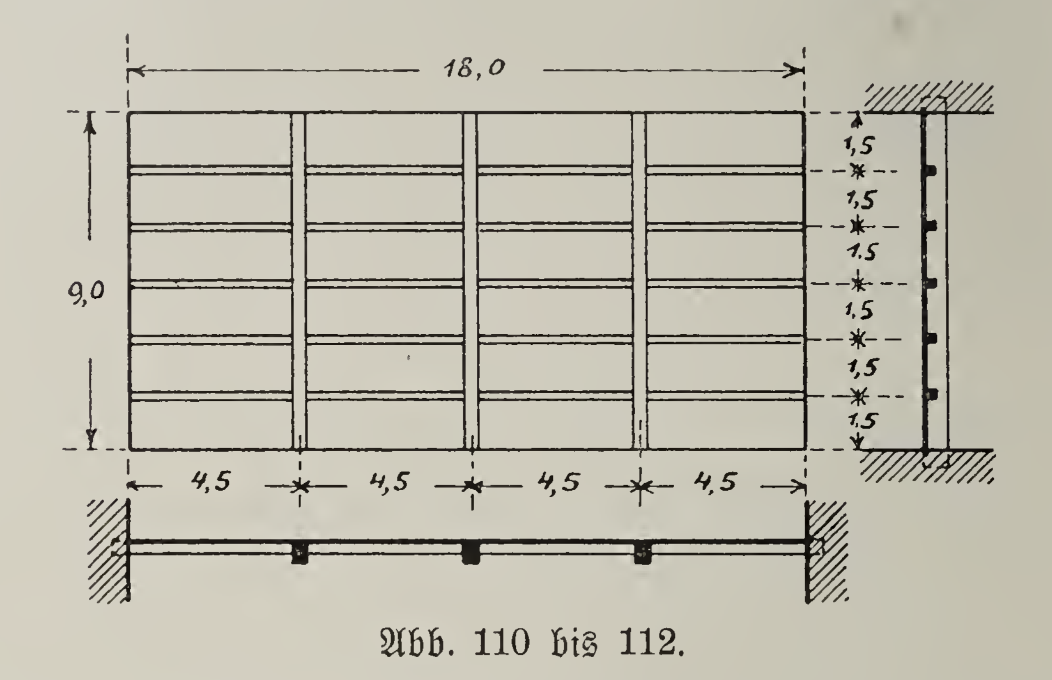


Abb. 110 bis 112.

Querrippen ein, wie dies aus dem Grundriß sowie aus dem Längen- und Querschnitt der Decke in den Abb. 110 bis 112 ersichtlich ist. Den Querschnitt

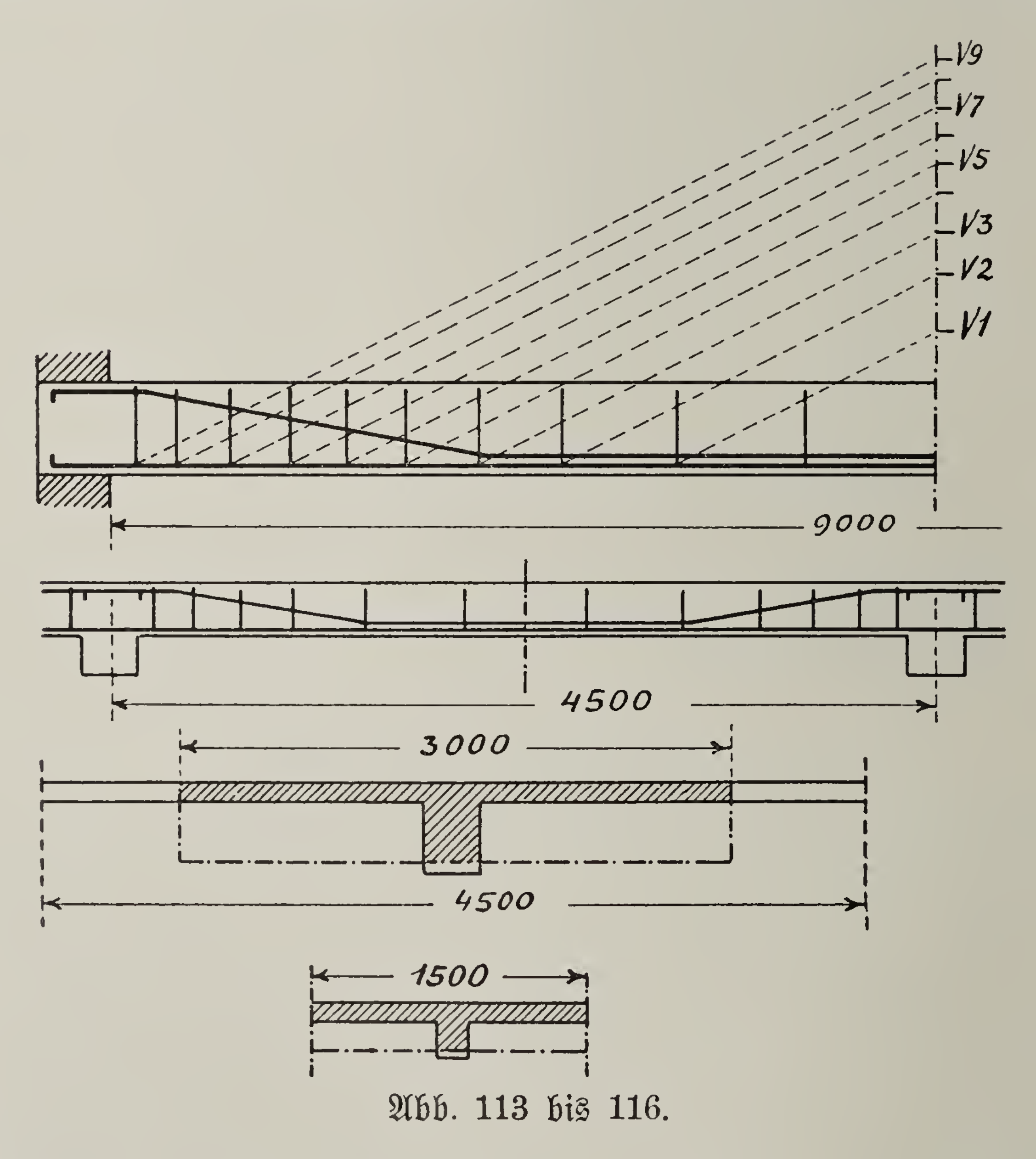


Abb. 113 bis 116.

dieser sekundären Plattenbalken zeigt Abb. 116. Die Spannweite der Hauptrippen ist die Schmalseite des Raumes, jene der Querrippen die Ent-

fernung der Hauptrippen, die der Platte der Abstand der Querrippen. Die Armierung der Haupt- und Querrippen ist in den Abb. 113 und 114 schematisch veranschaulicht. Die Zugarmierung besteht aus Rundeisen, welche

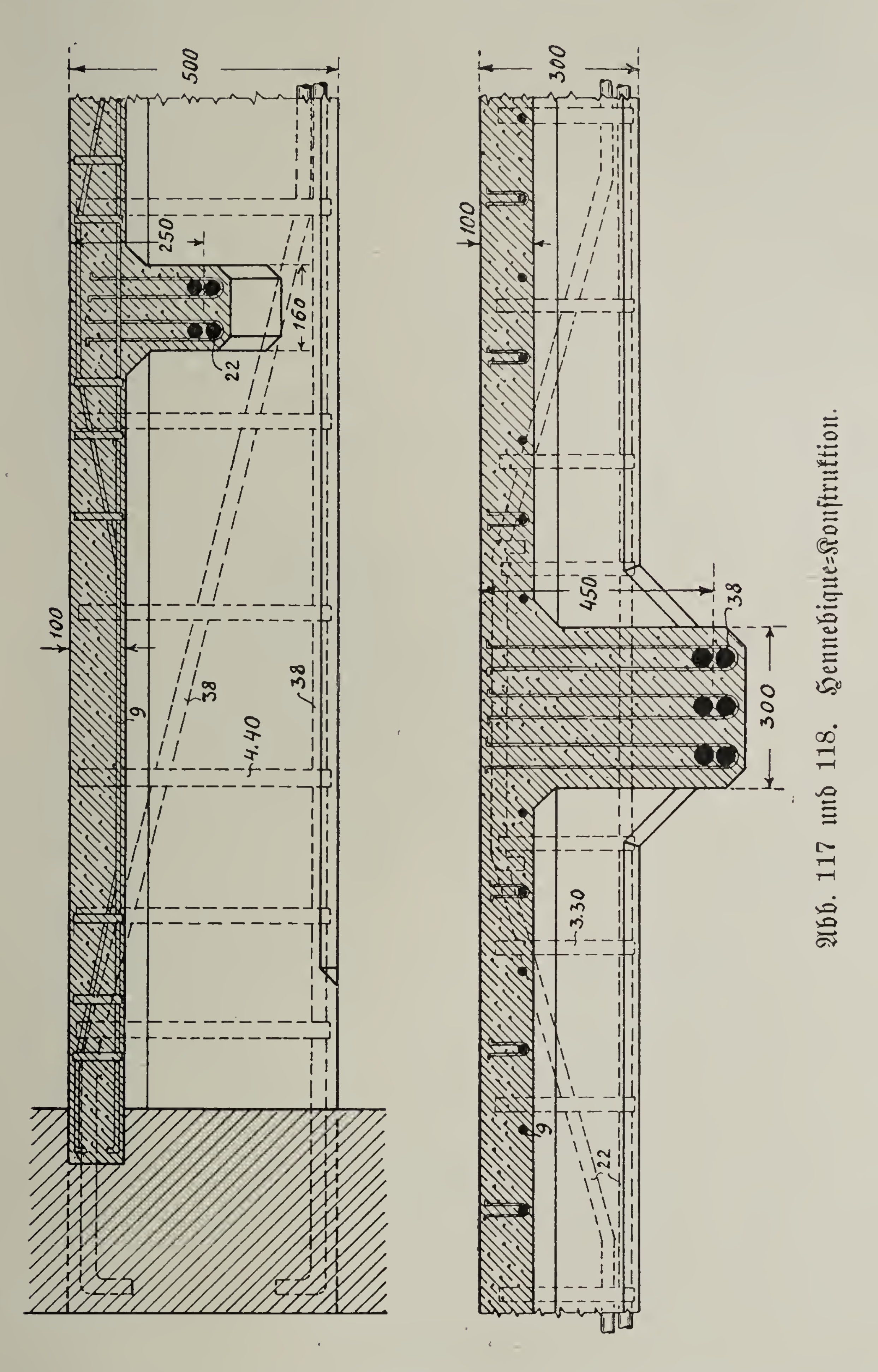


Abb. 117 und 118. Hennebique-Konstruktion.

zur Hälfte geradlinig verlaufen, während der Rest in sanfter Neigung gegen die Widerlager nach aufwärts geführt ist. Die Eisen sind an den Enden aufgespalten oder rechtwinklig umgebogen, um sie gegen das Herausziehen zu sichern, falls die Adhäsion nicht ausreichen sollte. Zur Verminderung der

Rippenbreite sind die Eisenstäbe paarweise übereinander gelegt. Die Schubarmierung besteht aus Flacheisenbügeln, welche je ein Eisenstangenpaar umschließen (Abb. 119). Ihre Verteilung ist aus den Abb. 113 und 114 ersichtlich. In gleicher Weise wie die Rippen ist auch die Platte zug- und schubarmiert, obwohl hierbei die Bügel nicht notwendig sind. Die Anordnung der Eisenstäbe und der Bügel im einzelnen zeigen der Längen- und Querschnitt der Hennebique-Konstruktion in den Abb. 117 und 118. Das Holzgerüst sowie die Schalung an den Haupt- und Querrippen erscheint in den Abb. 120 und 121 dargestellt.

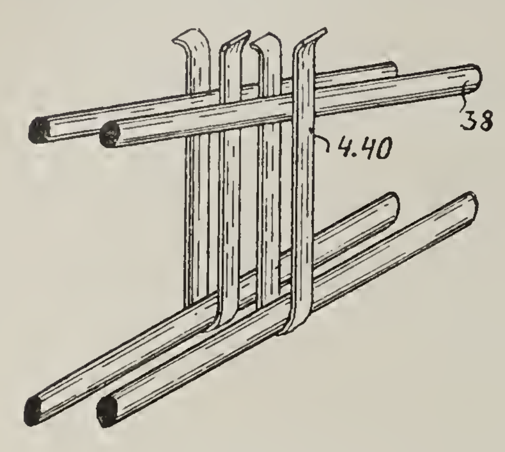


Abb. 119.

Der Zweck der schief nach oben abgebogenen Rundeisen ist vornehmlich der, an den Auflagern eine gewisse Einspannung (negative Momente) zu ermöglichen; doch werden sie auch einen Teil der Schubkräfte übertragen.

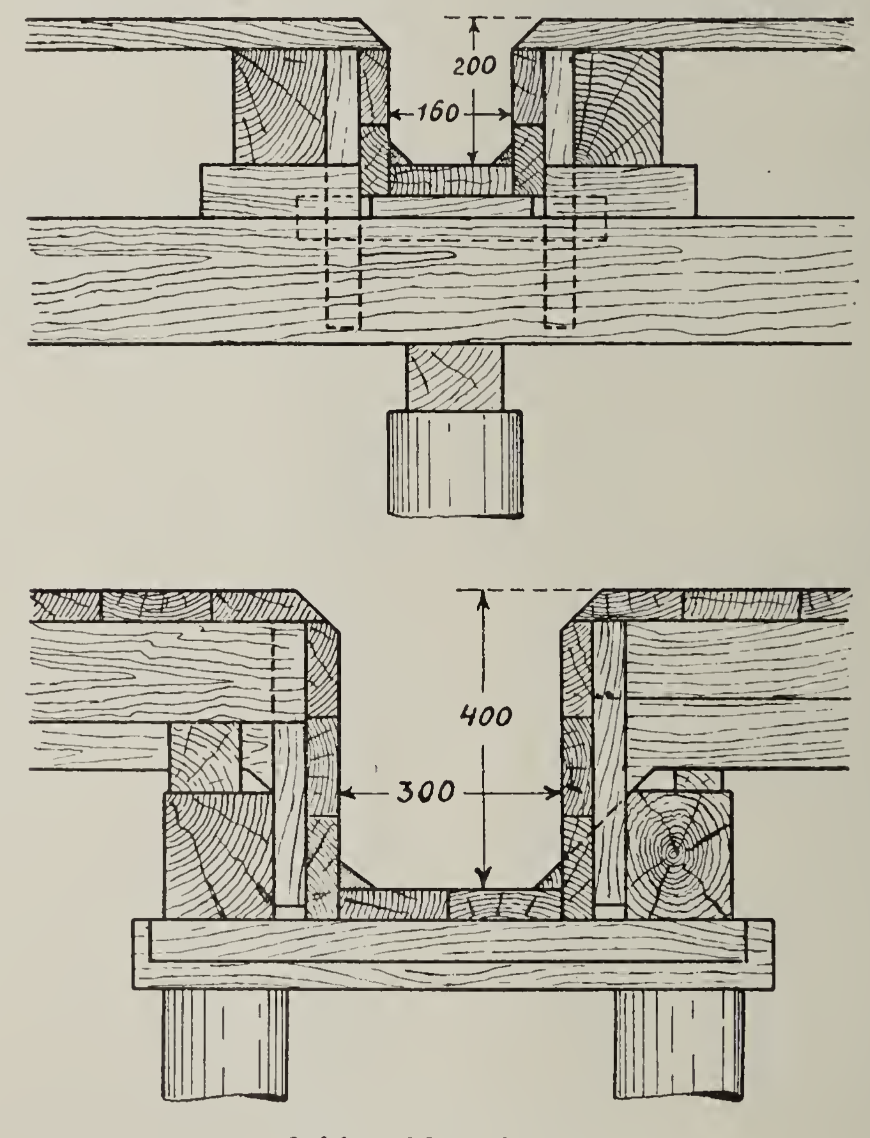


Abb. 120 und 121.

54. Plattenbalken nach Wayß & Freytag, nach System Luipold u. a.

Noch vor dem Erscheinen des Hennebique-Balkens stellte die Firma Wayß & Cie. in Wien einen Träger her, welcher im wesentlichen dasselbe

Prinzip wie die französische Erfindung verwirklichte, der jedoch dieser gegenüber in einigen Punkten überlegen zu sein scheint, und es lag wohl nur an der damals noch mangelnden geschäftlichen Organisation, daß die deutsche Type nicht ebensolche starke Verbreitung gefunden hat wie die nachfolgende des französischen Ingenieurs. In der Abb. 122 ist das Armierungsschema des Wayßschen Rippenbalkens dargestellt. Die Zugeisen bestehen aus Rundstangen, die zur Hälfte (c, d) geradlinig an der Unterkante verlaufen, während die übrigen (a, b) in der Nähe der Auflager an der Oberkante eingebettet

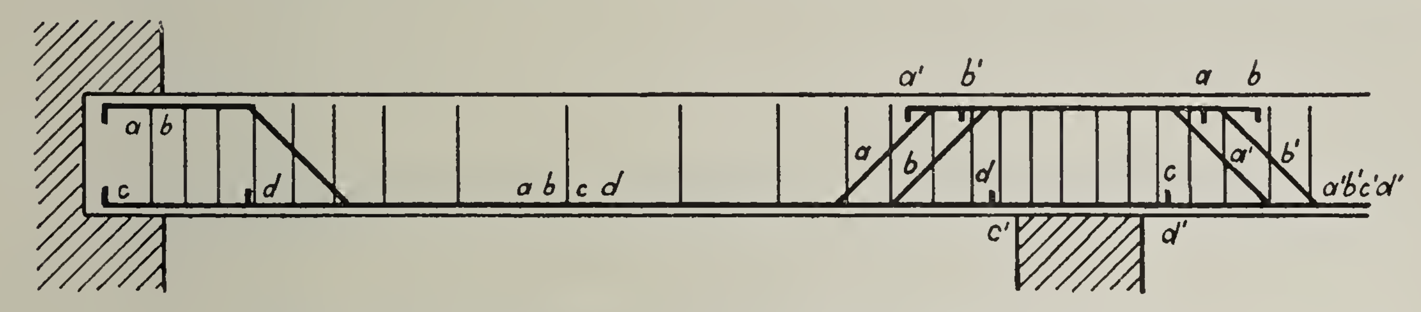


Abb. 122. Armierung des Wayßschen Rippenbalkens.

und unter einem Winkel von 45° in die Zugzone geführt sind. Diese Anordnung gestattet nicht bloß eine weit bessere Ausnützung des Eisens für die an der oberen Seite etwa auftretenden Zugkräfte, sondern auch für die Scherkräfte, bezw. die Hauptzugspannungen. Des weiteren sind die Armierungsstäbe nicht paarweise übereinander, sondern sämtlich nebeneinander und möglichst nahe den Rändern eingelegt (Abb. 123). Dadurch wird die Wirkung der Zugeisen günstiger, weil die Nutzhöhe h größer ist. Die Rippen selbst müssen ebenfalls verbreitert werden, um der Armierung Raum zu bieten, was mit Rücksicht auf die Scherkräfte nicht als Nachteil bezeichnet werden kann. Die Schubarmierung besteht aus Flacheisenbügeln, welche sämtliche Zugstangen umfassen (Abb. 123) und daher eine seitliche Verbindung derselben darstellen. Die Verteilung der Bügel erfolgt nach der in der Abb. 113 gegebenen Weise.

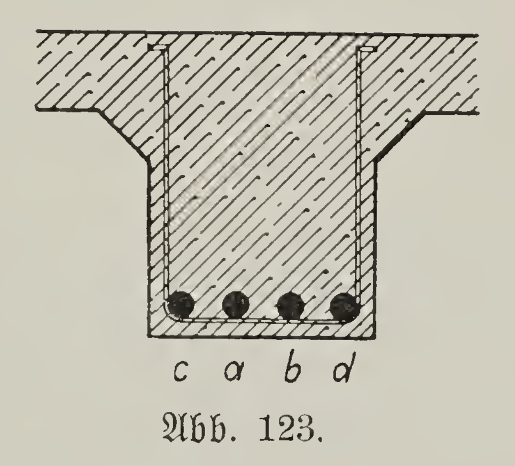


Abb. 123.

Eine andere bemerkenswerte Konstruktion ist das System Luipold (Firma Luipold & Schneider in Stuttgart). Dasselbe eignet sich besonders für durchlaufende Balken und verwendet Rundeisen, die in der durch Abb. 124 veranschaulichten Art gestaltet sind. Die Armierung in diesem Beispiele besteht aus 7 Stangen. Die Stäbe a und b laufen vom eingespannten linken Ende parallel zur Oberkante, biegen sodann unter 30 bis 40° nach unten und reichen über das rechte Auflager hinweg. Symmetrisch dazu sind die Stäbe c und d eingebettet. Der Stab e verläuft vom Auflager bis in die zweite Balkenhälfte an der Oberkante, um in der Nähe des rechten Auflagers in der unteren Zone seine Bettung zu finden. Symmetrisch liegt der Stab f. Außerdem ist noch eine geradlinige Stange g möglichst tiefliegend eingebettet. Den Querschnitt durch die Rippe stellt Abb. 125 vor, in welcher die Lage der Armierungs-

stäbe in Feldmitte ersichtlich ist. Die Schubarmierung besteht aus vertikalen Bügeln aus Rundeisen, welche Zug- und Druckarmierung umschlingen. Das

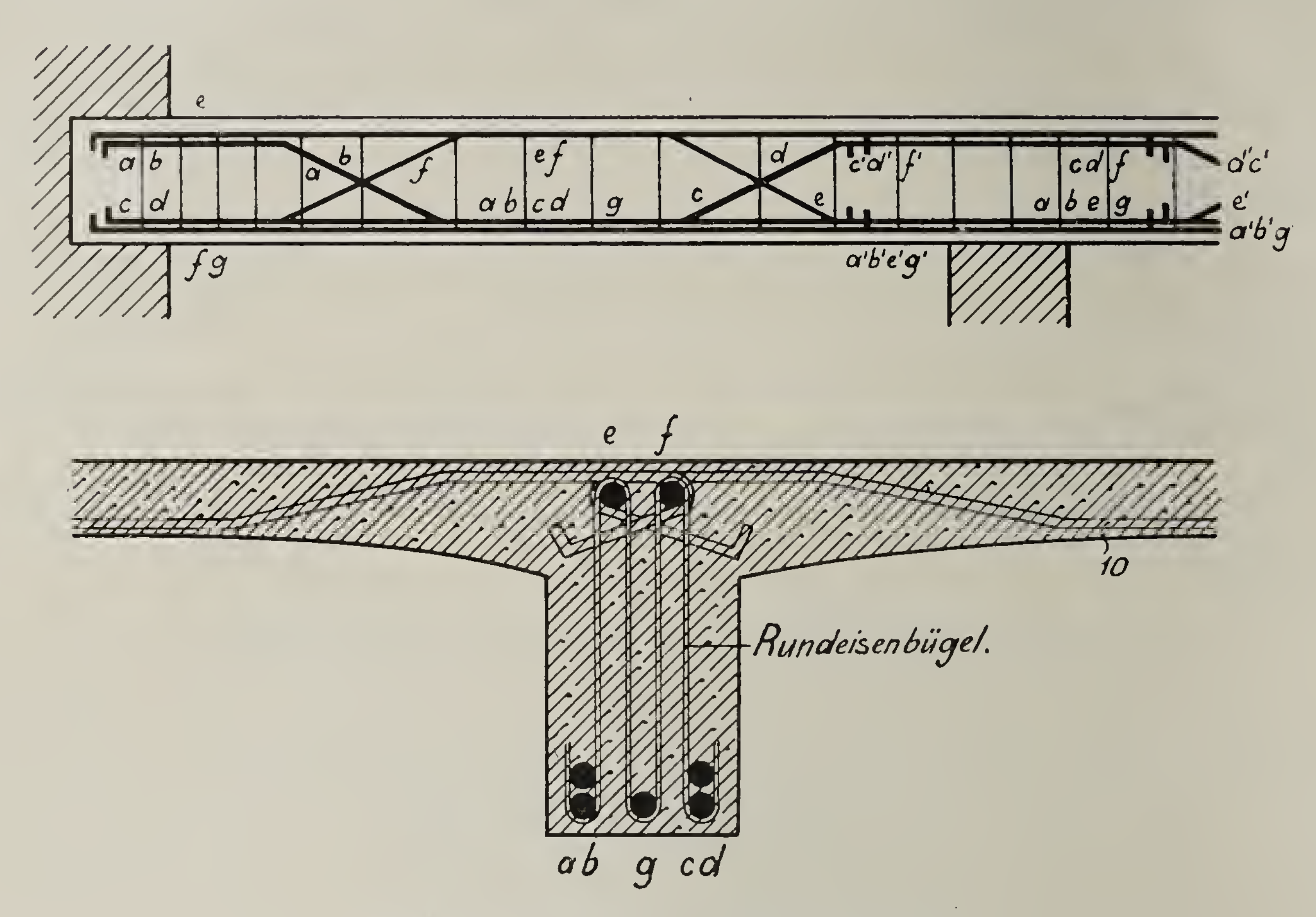


Abb. 124 und 125. System Luipold.

System Luipold gewährleistet eine vorzügliche Verbindung der Zug- und Druckzone und bietet für die Übertragung der Schubkräfte erhöhte Sicherheit. Auch



Abb. 126. Überdeckung des Speisesaales im Restaurant Berliner in Preßburg nach System Ast (Wien). Spannweite 14 m.

können die negativen Momente in Feldmitte, die von der Belastung des Nachbarfeldes herrühren, sicher aufgenommen werden. Das System ist deshalb für wechselnde (bewegliche) Lasten gut geeignet.

Der Wayßschen und Hennebiqueschen Konstruktion nahe verwandt sind die Systeme, welche von einzelnen Betonfirmen ausgeführt werden, wie von Ast & Co. in Wien,[1]) Pulser & Vidal in Berlin-Schöneberg u. a. An dieser Stelle wären noch die Konstruktionen nach System Boussiron, Pavin de Lafarge, Coignet und andere zu erwähnen.[2])

Die trägerlosen Rippendecken können auch mit gekrümmter Balkenachse und zum Teil in Gewölbeform hergestellt werden. Falls es auf eine einheitliche durchgehende Deckenuntersicht ankommt, führt man zwischen den Rippen eine dünne armierte Betonplatte, eine Rohrdecke u. dergl. aus, welche außer durch ihr Eigengewicht keine Beanspruchungen erleiden. Die entstehenden Hohlräume bilden eine Isolierung gegen Wärme und Schall. Die Ausführung mit aufgehängter Rohrung und kleinem Rippenabstand ist berufen, mit den Holzdecken des Wohnhausbaues in erfolgreichen Wettbewerb zu treten.

Von den beschriebenen Rippendecken weicht wesentlich ab die

55. Hängegurtdecke von Prof. Möller.

Der Druckgurt der Möllerdecke besteht aus einer Betonplatte, welche gegen die Auflager hin voutenförmig verstärkt ist (Abb. 127 bis 129). Der Zuggurt wird aus Flacheisen (auch Stahlkabeln) gebildet, welche fischbauchförmig durchhängen und die Rippen nach unten begrenzen. Die Flacheisen sind über den Auflagern durch angenietete Winkelpaare in dem Beton der Platte verankert. Der Horizontalschub der als Seil wirkenden Flacheisen wird auf die Platte übertragen, in welcher deshalb Druck entsteht. Die Widerlager selbst erleiden nur lotrechte Stützendrücke. Nach der eigenartigen Armierung ist die Möller-Konstruktion auf die Haftkraft zwischen Beton und Eisen nicht angewiesen und unterscheidet sich sonach von den Monier- und den verwandten Konstruktionen grundsätzlich. Die Deckenplatte wird meistens senkrecht zu den Tragrippen mit I-Profilen oder Winkeleisen armiert. Die Entfernung der Rippen beträgt etwa 1 m. Die Decke ist für große Spannweiten (Ausführungen bis 24 m Lichtweite) und Belastungen, für Wohn- und Lagerhäuser sowie für Brücken geeignet. Die Berechnung der Abmessungen für die Balkenmitte erfolgt nach den Formeln für die Plattenbalken, am einfachsten mit Gl. 146, Seite 57. Die erforderliche Fläche f der Winkelschenkel über den Stützen ergibt sich aus

$$f = \frac{Z_e}{\sigma_d},$$

---

[1]) Größte ausgeführte Spannweite 26 m.

[2]) Ausführliche Beschreibung, Berechnung und Anwendung dieser Konstruktionen in Christophe, Béton armé, und Berger et Guillerme, La construction en ciment armé (Paris 1902).

worin $Z_e = \sigma_e \,.\, f_e \,. = 1200 \,.\, f_e$, f_e den Querschnitt des Hängeeisens und σ_d die zulässige Pressung des Betons bedeutet. In gleicher Weise ist die Vernietung, welche auf Abscherung beansprucht wird, zu berechnen.

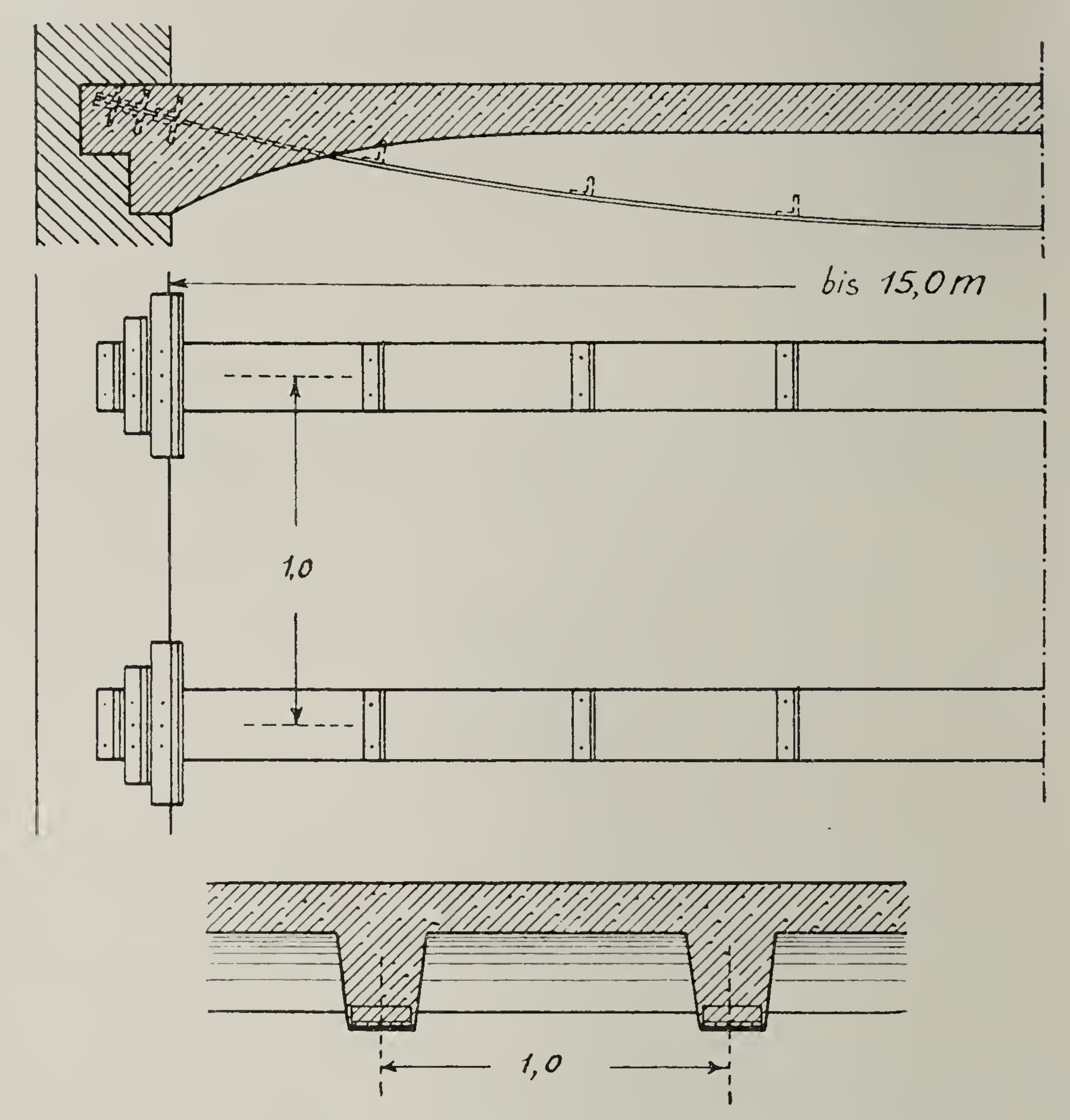


Abb. 127 bis 129. Hängegurtbalken System Möller.

Die Beanspruchung des Druckgurts ist bei gleichmäßig verteilter Belastung konstant; die der Hängeeisen wächst ein wenig von der Mitte gegen die Auflager, entsprechend den in einer Kette wirkenden Kräften, während die Schubkräfte nahezu Null sind.

Eine eigenartige, zu den Rippendecken zu rechnende Konstruktion ist in dem System Janesch (Österreichisches Patent 2494) verwirklicht. Dasselbe verwendet als Begrenzung des Betons nach unten hochstegiges Wellblech, das gleichzeitig als Schalung dient. Die Wellentäler bilden die Rippen, welche mit Rundeisen armiert sind. Für geringere Nutzlasten werden nur einzelne Rippen mit Beton gefüllt und armiert, während die anderen Sandschüttung erhalten. Die Decke eignet sich für landwirtschaftliche und industrielle Bauten sowie im allgemeinen Bauingenieurwesen. Sie kann auch leicht mit ebener Untersicht hergestellt werden, indem man an den Armierungsstäben mittels Draht eine Rohrung oder ein Rabitzgeflecht aufhängt.

Eine weitere in Rippenform herstellbare Decke bietet die Eggert-Konstruktion (s. Absatz 64, Seite 126 u. f.).

γ) Decken mit tragfähigen Eiseneinlagen.

56. Zweck und Vorteile großer Eiseneinlagen.

Die Betonkonstruktionen, deren Armierung aus Rund- oder anderen Eisenstäben mit kleinen Querschnittsabmessungen besteht, haben den großen Vorteil, daß die Verbundwirkung zwischen Mörtel und Metall wegen der großen Adhäsionsflächen eine sehr gute ist und daß die Eigenschaften, welche der Beton durch die Armierung erlangt, in um so höherem Maße zur Geltung kommen, je dichter die Armierungseisen liegen. Ein dermaßen armierter Betonkörper besitzt außerdem eine bedeutende Widerstandsfähigkeit gegen dynamische Wirkungen.

Ein großer Nachteil der kleinprofilig armierten Konstruktionen liegt jedoch darin, daß der Aufwand an Arbeit und Zeit zur Aufstellung eines Gerüstes, auf welches die Schalung gelegt wird, sowie zur Herrichtung der Eiseneinlagen, zu ihrer Formengebung und zu ihrer richtigen Einbringung ein sehr beträchtlicher ist. Man wird daher insbesondere dort, wo es auf eine rasche Ausführung ankommt, wo die zur Verlegung kleiner Eiseneinlagen und zum Einstampfen des Betons entsprechend geschulten Arbeiter fehlen und wo endlich kein genügender Raum für das Lehrgerüst vorhanden ist, die Armierung durch große Profileisen, wie gewalzte Träger in]-, I- oder sonstiger Form oder durch genietete Balken, Gitterträger und -Bogen ersetzen. Die vom Beton umhüllten Eisenträger dienen nicht dazu, den Beton zu tragen; sondern beide Stoffe wirken als ein einheitlicher Körper, dessen Tragfähigkeit natürlich bedeutend größer sein muß als die der einzelnen Stoffe für sich. Wohl aber können diese großen Eiseneinlagen während der Ausführung der Konstruktion dazu verwendet werden, die aufgehängte Schalung zu tragen, welche für die Einstampfung des Betons erforderlich ist. Außer dem Wegfall oder der Erleichterung des Lehrgerüstes muß es als weiterer Vorteil bezeichnet werden, daß in der Montierung der Eiseneinlagen keine Erschwernisse liegen und das leichtere Einbringen des Betons eine gute Arbeit sichert.

Indem das Eisen schon während der Ausführung durch das Gewicht des Betons beansprucht wird, kann seine Festigkeit höher ausgenützt werden, während gleichzeitig der Beton von den Spannungen ganz oder teilweise befreit wird, welche vom Eigengewicht der Konstruktion herrühren.

Die Verwendung tragfähiger Eiseneinlagen gewährt den weiteren Nutzen, daß jederzeit auf leichte Weise ein Arbeitsboden geschaffen werden kann, noch bevor die Decke endgültig fertiggestellt ist (Decken in Gebäuden). Auch können Transmissionen und andere in Fabriken oder Lagerräumen notwendig werdende Einrichtungen leichter angebracht werden. Um die Decken feuersicher zu gestalten, müssen die Eisenbalken vollständig umkleidet, bezw. einbetoniert sein.

In diesen letzten Punkten fallen die Vorzüge und Nachteile der großprofilig armierten Decken mit jenen zwischen eisernen Trägern zusammen. Der Ersatz der Hauptarmierung durch starke Metalleinlagen schließt nicht aus, daß

zwischen diesen oder in der Querrichtung eine Armatur nach Moniers Prinzip angewendet wird.

Die einfachste Ausführung einer Betondecke mit großen Eiseneinlagen zeigen die Abb. 130 und 131. Die Armierung besteht aus I-Eisen, welche

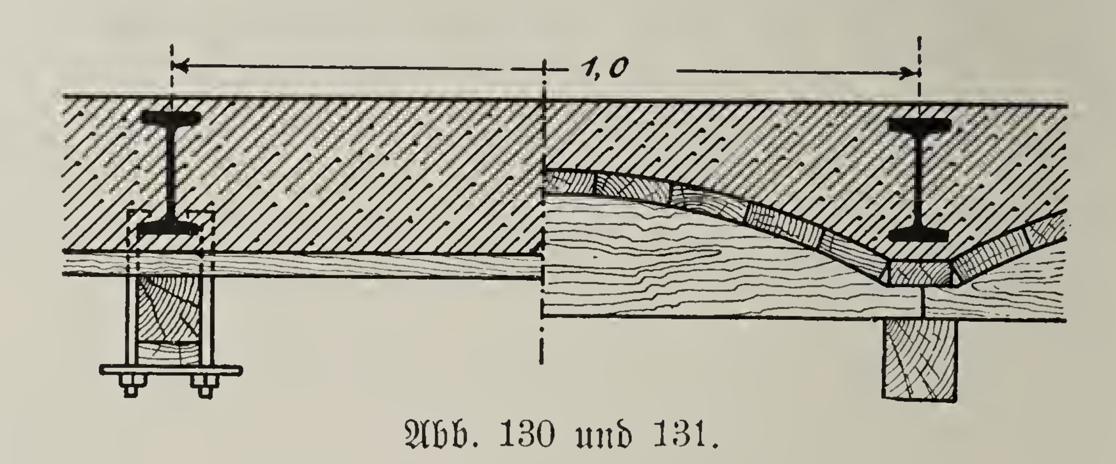


Abb. 130 und 131.

vom Beton vollständig umhüllt sind. Die Unterdecke kann eben oder gewölbeartig ausgeführt sein. Durch Weglassung des Betons in der Zugzone erhält man eine Kassettendecke (s. Abb. 34 und 42), bei welcher die Rippen von den im Beton eingebetteten Balken gebildet werden. Die Entfernung derselben wäre mit 1,0 bis 1,50 m anzunehmen. Die Schalung kann durch eine besondere Aufhängevorrichtung nach Abb. 130 oder 147 gehalten werden. Diese Decken haben in der Regel ein sehr großes Gewicht und werden daher oft als eine solide Konstruktion betrachtet. Sie haben aber neben dem großen Materialaufwand den bedenklichen Nachteil, daß die Adhäsion zwischen Beton und Eisen gering und deshalb die einheitliche Deformation bei höheren Belastungen nicht sicher zu erwarten ist. Die gemeinsame Wirkung ist aber die Voraussetzung für die bedeutende Tragfähigkeit, welche wir von den Verbundkonstruktionen erwarten.

Zur teilweisen Beseitigung dieser Übelstände hat Regierungsbaumeister Koenen eine Rippendecke konstruiert, deren Querschnitt mit jenem der Koenenschen Plandecke übereinstimmt, mit Ausnahme der Armierung, welche aus I-Normal-Profilen (etwa Nr. 8) besteht. Diese Decke wurde aber verhältnismäßig bald von der genannten Plandecke verdrängt, da diese weniger Eisen bedarf.

Es ist unschwer einzusehen, daß der Eisenaufwand bei der Verwendung tragfähiger Profile stets größer ist als bei kleinen (Rund-) Eiseneinlagen; denn, während letztere im ganzen Querschnitt voll beansprucht werden können, treten bei größeren Profilen gewöhnlich nur in einem Rande die zulässigen Spannungen auf (vergl. auch die Formeln 155 mit 117 und 156 mit 118, Seite 43 und 64, aus denen sich diese Tatsache ebenfalls ergibt). Die Berechnung der großprofilig armierten Balken ist im Absatz 27, Seite 63 u. f., gegeben.

57. Die Melan-Konstruktion.

Während die Einlage von gewalzten Profilen oder genieteten Trägern in auf Biegung beanspruchten Bauteilen aus dem Grunde nicht ein-

wandfrei ist, weil der konzentrierte Eisenquerschnitt eine zu geringe Oberfläche besitzt, damit Mörtel und Metall auch bei höheren Belastungen sicher aneinander haften, weil also die Verbundwirkung fraglich erscheint, tritt dieser Mangel bei solchen Konstruktionen gänzlich oder teilweise zurück, welche vornehmlich Druck erleiden, wie z. B. bei Gewölben. Wir haben deshalb von der Anwendung der tragfähigen Armierung in Gewölben alle jene Vorteile zu erwarten, welche den großen Profilen innewohnen, ohne daß die Nachteile, die man in bezug auf die Verbundwirkung befürchten könnte, ins Gewicht fallen.

Die von Professor Melan in Brünn (jetzt in Prag) seit dem Jahre 1892 konstruierten Gewölbe aus Beton besitzen je nach den Spannweiten

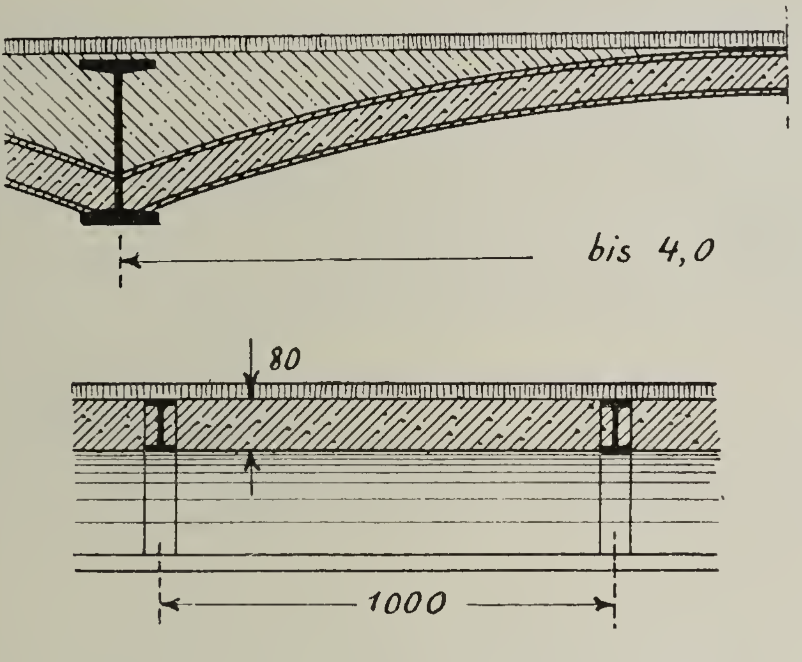


Abb. 132 und 133. Melan-Gewölbe.

eine Armierung, welche aus gebogenen Profileisen oder aus genieteten Bogenträgern besteht, deren mittlere Entfernung 1 m beträgt. Die für Spannweiten bis 4 m herzustellenden Gewölbe im Hochbau erhalten bei 8 cm Dicke I-Eiseneinlagen N. P. 8; sie können zwischen Mauern oder eisernen Trägern (Abb. 132 und 133) ausgeführt werden, wobei der Stich mit $^1/_{10}$ bis $^1/_{15}$ der Lichtweite angenommen wird. Das System eignet sich für große Weiten und läßt eine konstruktiv gute Ausbildung der Kämpfer- und Scheitelgelenke zu. Der Beton besteht aus 1 Teil Portlandzement und 5 bis 9 Teilen Sand und Kies. Besonders häufige Melan-Konstruktionen finden wir im Lande des Erfinders (Vertreter Pittel & Brausewetter in Wien) und in den Vereinigten Staaten von Nordamerika (Concrete-Steel-Engin.-Co. in New York).

58. Die Bulbeisendecke System Pohlmann.

Die Bulbeisendecke ist eine frei aufliegende horizontale Deckenkonstruktion mit ebener Oberfläche, zu deren Herstellung besonders geformte gewalzte Träger, Bulbeisen, sowie Beton und Ziegelsteine verwendet werden. Entsprechend den beim Balken auf zwei Stützen an der Unterseite

auftretenden Zugspannungen ist der Unterflansch des Eisenträgers beträchtlich verstärkt, so daß in ihm der größte Teil des Querschnitts konzentriert ist. Während der Oberflansch dem der I-Normalprofile ähnlich ausgebildet ist, erscheint der Steg durch achteckförmige Ausnehmungen durchbrochen. Die von der Dillinger Hütte erzeugten Bulbeisen werden in drei Profilen von 220, 260 und 300 mm Höhe mit 29, 44 und 61 kg/m Gewicht hergestellt. Zur Erzielung der notwendigen Verbundwirkung zwischen den Eisenträgern und dem Beton benützt der Erfinder eiserne Bügel aus Flacheisen (Abb. 134

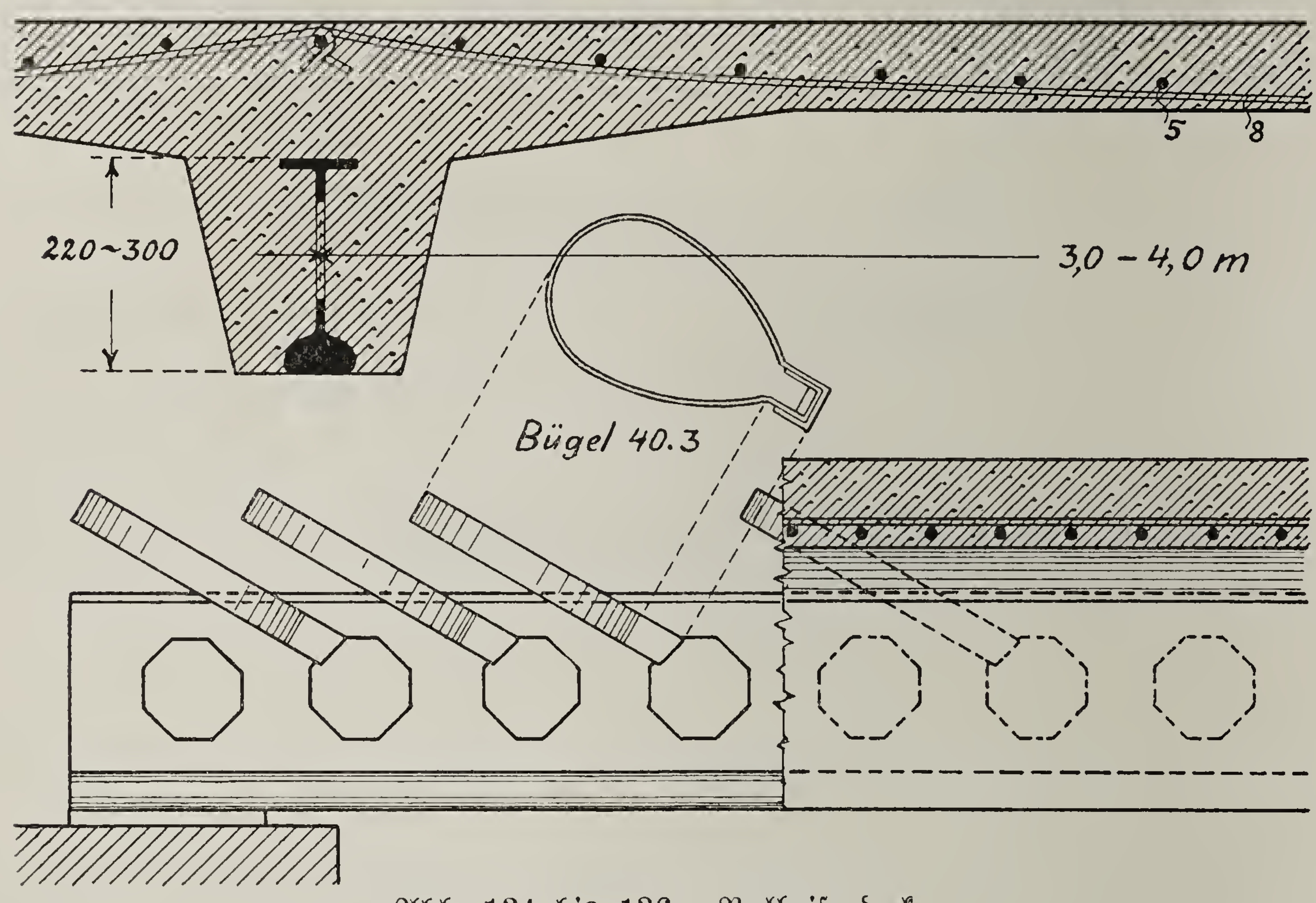


Abb. 134 bis 136. Bulbeisendecke.

bis 137), welche in den achteckförmigen Ausnehmungen ihren Halt finden und im Beton völlig eingebettet sind. Aus dieser originellen Bauart ergeben sich eine Reihe von Vorteilen, welche die Verwendung tragfähiger Eiseneinlagen von den diesen sonst anhaftenden Mängeln vollständig befreien. Durch die wulstartige Verstärkung des Eisenzuggurts wird der Schwerpunkt beträchtlich gesenkt (Abb. 41, Seite 63), die Entfernung $s_e \cdot h$ desselben von der Unterkante vermindert sich, der Eisenanteil μ_e aus Gl. 155 wird kleiner und die Biegungsspannung k_b aus Gl. 156 größer als bei den symmetrisch geformten Eisenprofilen. Die Bügel stellen eine sichere Verbindung des Eisens mit dem Beton her, indem sie die Schubspannungen durch ihre Zugfestigkeit in den Druckgurt übertragen, in welchem sie örtliche Pressungen erzeugen. Die Verbundwirkung ist daher von der Adhäsions- und Schubfestigkeit des Betons vollständig unabhängig; eine Trennung von Metall und Mörtel ist erst dann möglich, nachdem die schiefen, in der Richtung der Hauptspannungen liegenden Bügel zerrissen sind. Diese sind der Größe der Querkräfte ent-

sprechend in der Nähe der Auflager enger aneinander zu legen und können gegen die Trägermitte wegbleiben.

Die eisernen Träger liegen in Entfernungen bis 4 m, welche durch armierte Betonplatten (Abb. 134 und 136) oder durch Ziegel-

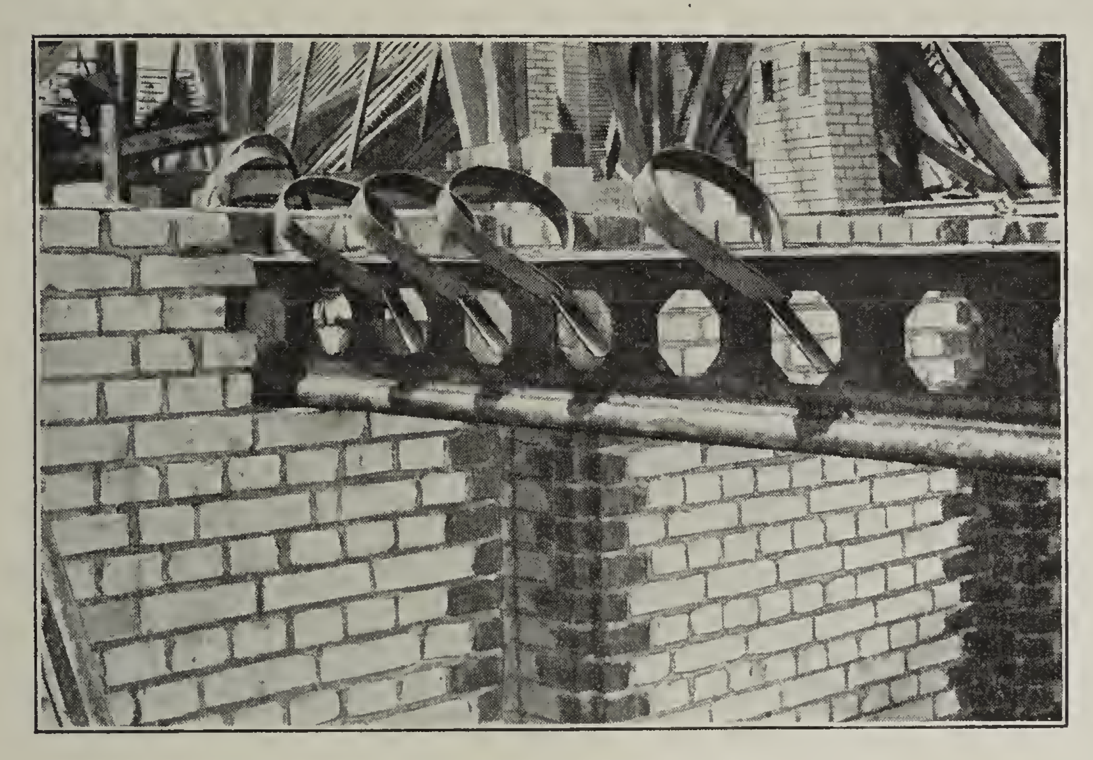


Abb. 137. Bulbeisenträger mit Bügeln.

gewölbe u. dergl. überspannt sind (s. Abb. 138). Wird eine ebene Untersicht gewünscht, so werden die Träger näher gelegt und ihre Zwischenräume im unteren Teile durch Schlacken-, im oberen durch Kiesbeton ausgefüllt.

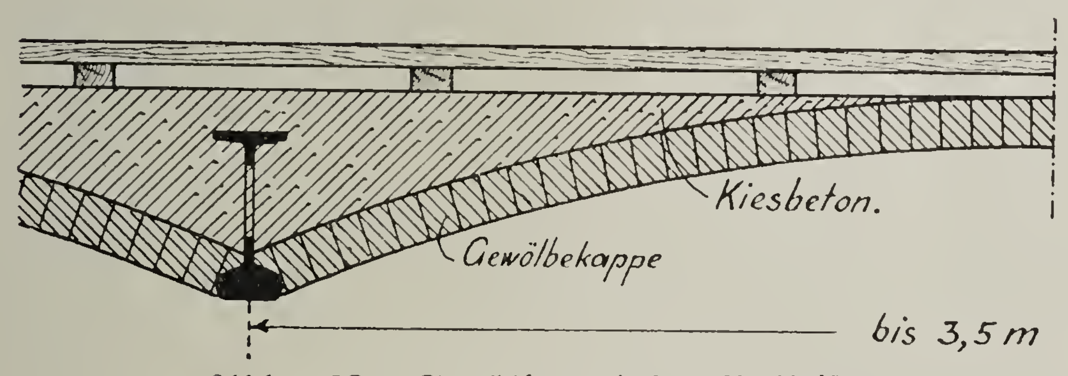


Abb. 138. Gewölbe zwischen Bulbeisen.

gefüllt. Auch ist die Herstellung von scheitrechten Gewölben aus Hohlziegeln oder die Einbringung armierter Hohlkörper zwischen den Eisenbalken möglich. Die Schalung kann an diesen aufgehängt werden, und nur bei größeren Spannweiten wird eine Unterstützung in der Mitte erforderlich sein. Die Berechnung erfolgt mit den Formeln 155 und 156 unter Zuhilfenahme der Gl. 157 (Beispiel 2 und Tabelle VII, Absatz 27, Seite 63 u. f.).

Die Vorteile der Bulbeisendecke beruhen in der Eisenersparnis gegenüber I-Profilen, in der einfacheren und rascheren Herstellung gegenüber den trägerlosen Rippendecken, in der leichten Verankerung gegen die Mauern; sie kann für große Spannweiten und Belastungen sowie mit Benützung von aus Bulbeisen bestehenden Unterzügen ausgeführt werden.

Inhaber der Patentrechte sind Steffens & Nölle in Berlin NW.

δ) Armierte Steindecken.

59. Allgemeines über Material, Berechnung und Ausführung.

Manchmal treten Verhältnisse auf, welche die Herstellung einer reinen Eisenbetonkonstruktion erschweren und verteuern. Ein solcher Fall kann z. B. vorkommen, wenn die Beschaffung des Sand- und Steinmaterials mit verhältnismäßig hohen Kosten verbunden ist oder das vorhandene nicht genügende Garantien für Haltbarkeit, Feuersicherheit u. dergl. bietet.

Um unter diesen Umständen auf eine massive Deckenkonstruktion nicht verzichten zu müssen, ersetzt man die Betonmasse im wesentlichen durch künstliche Steinmaterialien, wie Voll- und Hohlziegel von Normalformat, porige Lochsteine, Schwemmsteine u. dergl. und beschränkt die Verwendung des Zementmörtels auf die Füllung der Steinfugen und auf die Einbettung der Eisenstäbe. Es wird daher diesen dieselbe Funktion wie in der reinen Betonbauweise, nämlich die Aufnahme der Zugkräfte zugewiesen, während das Steinmaterial nur auf Druck beansprucht zu denken ist. Die Berechnung muß deshalb nach den Grundsätzen erfolgen, wie sie für den Eisenbeton gelten, wobei jedoch die zulässigen Druckspannungen den verwendeten Stoffen entsprechend niedriger und das Verhältnis der Elastizitätsmaße von Eisen und Stein größer anzusetzen sein werden. Für die Druckbeanspruchungen bei Biegung lassen die ministeriellen Bestimmungen in Preußen Werte von 15 % der Druckfestigkeit zu.[1]) Das Verhältnis der Elastizitätsmodule soll mit $\alpha = 25$ angenommen werden. Für die Ermittlung der Anstrengungen sind die Formeln 1 bis 18, zur Bestimmung der Abmessungen die Gl. 117 und 118, sowie 139 und 140 (Seite 43 und 53) zu verwenden.

Die armierten Steindecken werden in der Regel zwischen eisernen Balken eingebaut, doch eignen sie sich auch zur Überspannung von Räumen ohne Hilfsträger. Bezüglich der Ausführung ist noch allgemein zu bemerken, daß sie zu ihrer Herstellung einer Schalung bedürfen und neben der Armierung und dem Fugenmörtel entweder nur aus Steinen oder einer entsprechenden Verbindung von Stein und Beton bestehen.

60. Die Moniermauerung.

Die Abb. 139 bis 142 zeigen mehrere Ausführungsweisen, bei welchen die Armierung aus Rundeisen wie beim Monierbeton oder aus kleinen Profileisen besteht. Die Eisen sind zwischen den flach oder hochkantig verlegten gewöhnlichen Ziegelsteinen eingebettet, die je nach ihrer Anordnung eine weite oder dichte Armierung gestatten, wodurch die Möglichkeit gegeben ist, die

---

[1]) Die im April 1904 erlassenen Vorschriften, welche durch die genannte Bestimmung abgeändert wurden, gestatteten um 50 v. H. höhere Beanspruchungen, als nach den allgemeinen Bauvorschriften zulässig ist, wobei die Höchstgrenze mit 20 kg/qcm bemessen war.

Abmessungen den Spannweiten und Belastungen anzupassen. Die gemauerte Platte ruht entweder auf den Unter- oder Oberflanschen der Träger. Während

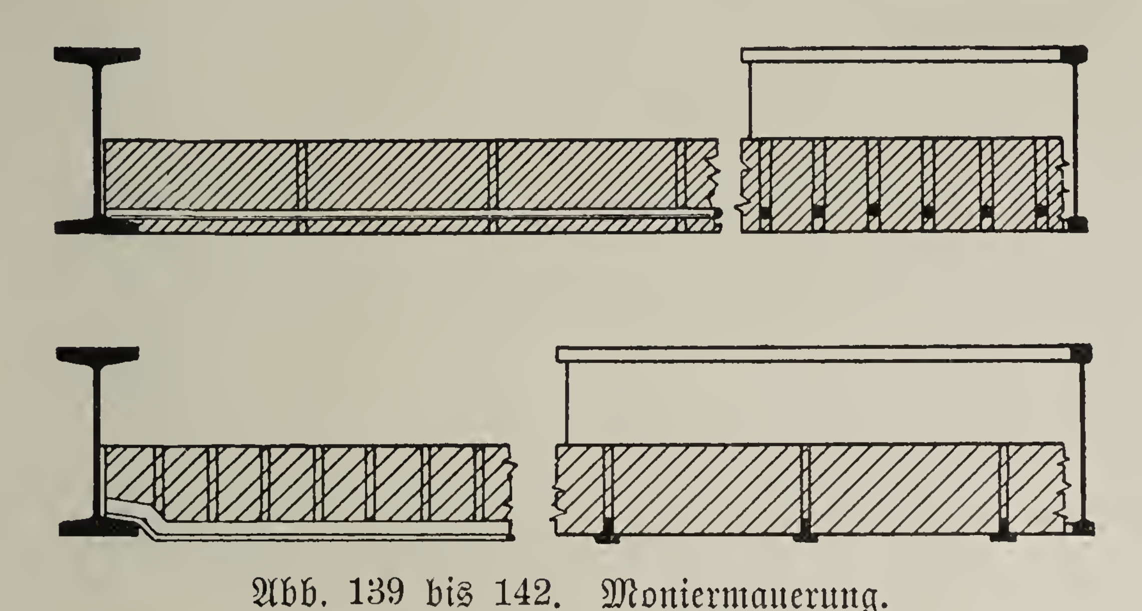


Abb. 139 bis 142. Moniermauerung.

in ersterem Falle eine Auffüllung behufs Herstellung eines Fußbodens notwendig ist, kann bei der letzteren Anordnung unmittelbar ein Zementestrich oder ein anderer massiver Boden aufgebracht werden.

61. Die Kleinesche Decke.

Diese im Jahre 1892 eingeführte Erfindung ist eine der ältesten massiven Deckenkonstruktionen und bedeutete seinerzeit einen großen Fortschritt im Bauwesen, so daß sie eine solch weitgehende Verbreitung gefunden hat wie wohl kaum irgend eine andere Bauweise neuerer Zeit. Das Prinzip, auf welchem

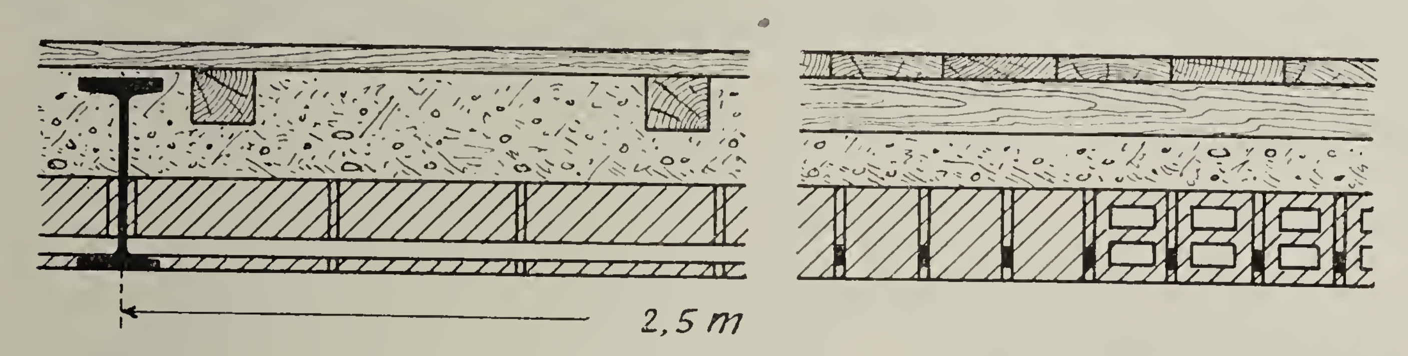


Abb. 143 und 144. Kleinesche Decke aus Schwemm- und Hohlsteinen.

sie beruht, war auch damals nicht neu, da sie sich des Eisens zu demselben Zwecke wie im Beton bediente. Die Kleinesche Decke ist eine gemauerte horizontale Konstruktion ohne wagerechten Schub (im Gegensatz zu scheitrechten Gewölben), also ein Balken, dessen Zugspannungen durch hochgestellte Bandeisen, meist von 1 × 25 mm Querschnitt, übertragen werden (Abb. 143 bis 146). Das Steinmaterial besteht aus porigen Lochsteinen, aus Schwemmsteinen oder auch aus Ziegeln von Normalformat, der Mörtel aus 1 Teil Zement, 1 Teil Kalk und 5 bis 6 Teilen Sand. Die Abmessungen der Lochsteine betragen 10. 15. 25, der Schwemmsteine 10. 12. 25 cm, wobei die tragende Deckenplatte je 10 cm, oder 12 bezw. 15 cm dick wird. Bei Verwendung von Normalziegeln wird die Decke 6,5 oder 12 cm stark.

Wird eine ebene Untersicht der Decke gewünscht, so kommen die Bandeisen auf die Unterflanschen und die Steine etwa 1 bis 2 cm tiefer als die Trägerunterkante zu liegen, an welcher der ebene Deckenputz sicher haftet.

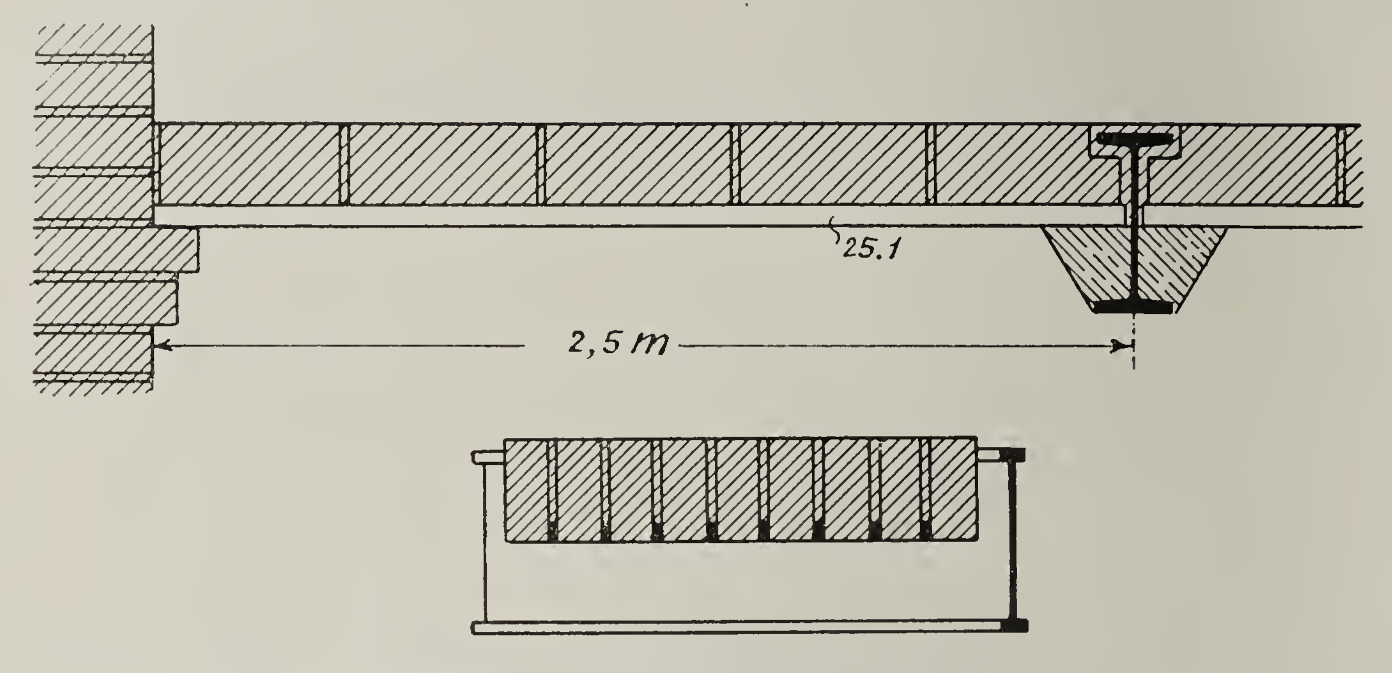


Abb. 145 und 146. Kleinesche Decke.

Die eisernen Träger können auch durch besondere Formsteine ummantelt werden. Die Auflagerung der Deckenplatten an gemauerten Wänden wird durch eine leichte 4 bis 6 cm weite Auskragung geschaffen. Die Herstellung des Fußbodens erfolgt in der sonst üblichen Weise (Abb. 143 und 144).

Um an Deckengewicht zu sparen, verzichtet man auf die ebene Untersicht und legt die Decke höher, entweder unmittelbar auf die Flanschen oder so, daß Decken- und Trägeroberkante in dieselbe Ebene fallen (Abb. 145 und 146).

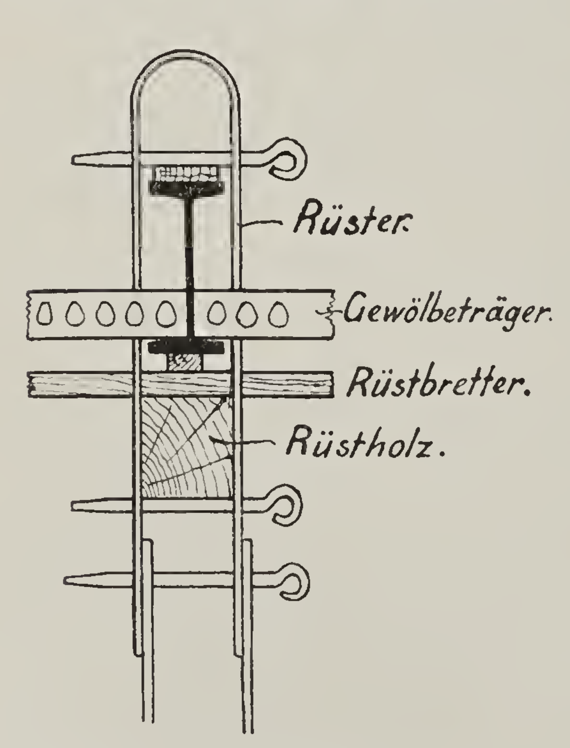


Abb. 147. Aufhängung der Schalung.

Die Kleinesche Konstruktion eignet sich zu Überdeckungen jeglicher Art. Ihre Eigengewichte schwanken zwischen 85 (10 cm starke Schwemmsteine) bis 192 kg/qm (Normalziegel, 12 cm dick); die zulässigen Spannweiten reichen bei Wohnhausdecken bis 2,85, bei großen Belastungen bis 1,50 m. Die Berechnung der Abmessungen erfolgt mit den Gl. 117, 118 und 136 (Seite 43 und 50).

Die Herstellung der Decke geschieht auf einer Holzschalung, welche zweckmäßig durch geeignete im Handel erhältliche Hängeisen (s. Abb. 147) mittelbar getragen wird; nach mehrtägigem Erhärten ist die Decke soweit fest, daß sie ausgeschalt werden kann.

Patentinhaber sind Kleine & Stapf, Berlin W.

62. Die Gewölbeträgerdecke.

Diese früher Schürmannsche Decke genannte Bauart benützt an Stelle der Bandeisen gewalzte Blechträger von $1^1/_4$ mm Dicke und 60 mm Höhe, die mit Ausbauchungen versehen sind, an welche die Steine gewölbartig anschließen (Abb. 148 und 149). Die Gewölbeträger sind in jede 3. bis 5. Steinreihe eingebettet, wobei sie für die in der Praxis des Hochbaues üblichen

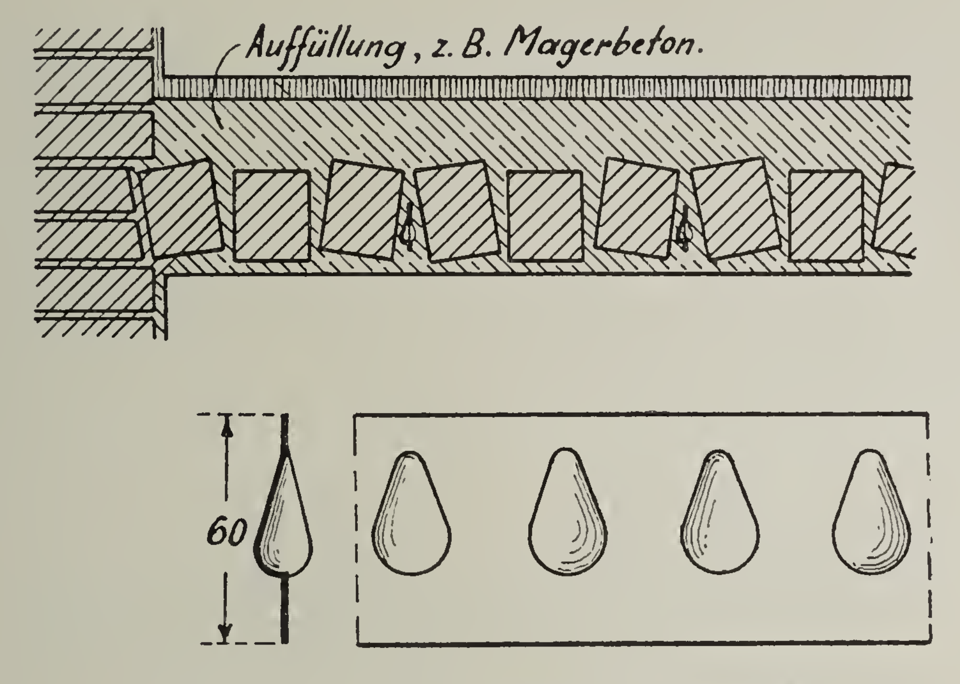


Abb. 148 und 149. Gewölbeträgerdecke.

Trägerentfernungen (bis etwa 2 m) und Belastungen genügen. Als Steinmaterial benützt man wieder Loch-, Schwemm- oder Normalsteine. Die Ausführung erfolgt ähnlich jener der Kleineschen Decke auf einer Schalung, welche in der aus der Abb. 147 ersichtlichen Weise an den Eisenträgern aufgehängt wird. Die Decke hat eine große Tragfähigkeit und kann auch in Kies- oder Schlackenbeton hergestellt werden (Mischung 1 : 2 : 3 bis 5). Die Patentrechte besitzen Kleine & Stapf, Berlin.

63. Armierte Försterdecken.

Die Försterschen Massivdecken verwenden besonders geformte Steine (Abb. 150), welche gut ineinander greifen und daher auch ohne Eiseneinlagen für bedeutende Lasten eine biegungsfeste Platte geben. Sie sind bei 10 cm Stärke bis 1,50, bei 13 cm bis 2,00 m Spannweite geeignet. Um die Sicherheit, Tragfähigkeit und die Spannweiten zu vergrößern, können diese Decken auf vorteilhafte und einfache Weise armiert werden. Zu diesem Zwecke wird das Deckenplättchen D (Abb. 150) des Förstersteines eingeschlagen, was infolge der besonderen Formengebung leicht möglich ist.

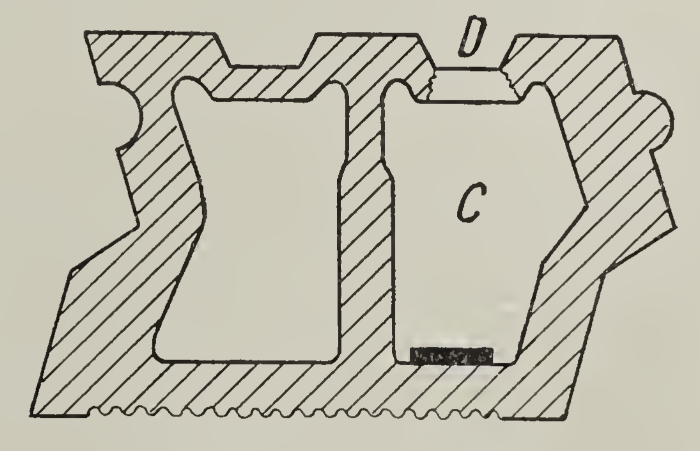


Abb. 150. Försterstein.

In dem so entstandenen Kanal C wird ein flachgelegtes, den statischen Verhältnissen angepaßtes Bandeisen (Abb. 150) eingebettet, worauf der Kanal ausbetoniert wird. In der Regel wird es genügen, in jeder 3. Steinreihe, also nach etwa 45 cm, ein Armierungseisen einzufügen. Diese neue Försterdecke ist eine äußerst solide Konstruktion und ist einer Betondecke insofern überlegen, als das Eisen in der denkbar besten Weise gegen äußere Einflüsse, wie gegen Feuer, Rost und zerstörende Dämpfe (z. B. in Ställen) geschützt ist. Die Steine, deren Abmessungen in der Länge 25, in der Breite 12 und in der Höhe 10 bis 13 cm betragen, werden wie bei den oben beschriebenen Steindecken in Zementkalkmörtel auf einer Holzschalung verlegt. Der Generalvertreter ist Hugo Förster in Langenweddingen bei Magdeburg.

64. Die Eggert-Konstruktionen.

Die nach dem Geh. Oberbaurat Eggert in Berlin benannte Bauart ist eine trägerlose Konstruktion nach dem Prinzip des armierten Betons und für

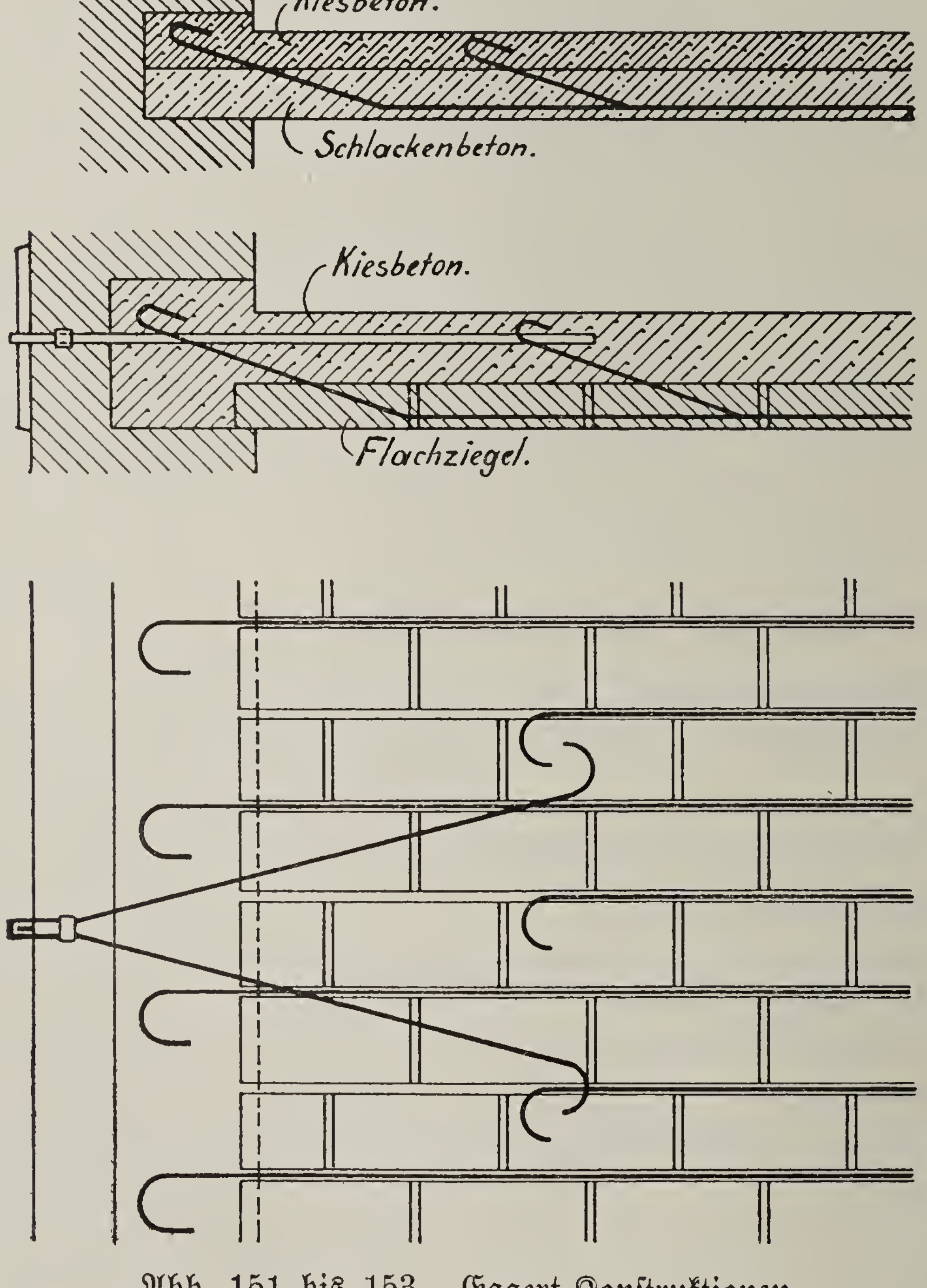


Abb. 151 bis 153. Eggert-Konstruktionen.

große Spannweiten und Belastungen geeignet. Die Eiseneinlagen sind in besonderer Weise angeordnet, und zwar derart, daß sie die positiven Hauptspannungen (Zug) unmittelbar und ohne Inanspruchnahme des Baukörpers aufnehmen können. Sie sind demnach im Sinne des Verlaufes der Zugtrajektorien nach aufwärts gebogen (s. Abb. 151 bis 157) und nehmen gegen den Ort des größten Moments (bei frei aufliegenden Balken gegen Feldmitte) an Zahl zu. Die Eisenstäbe sind an ihren Enden mit Widerlagsplatten versehen oder — und dies ist die gewöhnliche Anordnung — hakenförmig umgebogen. Durch diese eigenartige Gestaltung der Armierung bezweckt der Erfinder, den Konstruktionskörper von der Aufnahme der schiefen Zugspannungen zu entheben und ferner auf die nicht unbedingt sicheren Haftkräfte zwischen Mörtel und Eisen verzichten zu können, deren Wirksamkeit die Einheitlichkeit des Verbundkörpers sonst gewährleistet. Daraus folgt, daß es nicht notwendig ist, den ganzen Körper aus zugwiderstandsfähigem Beton herzustellen. Dieser kann vielmehr durch leichtere Materialien, wie Schlackenbeton, poröse Ziegel oder Backsteine von Normalformat, insbesondere in der Zugzone und in den weniger stark gedrückten Teilen der Druckzone ersetzt werden. Die Kräfteverteilung ist der eines Gitterträgers ähnlich, in welchem der gedrückte Obergurt und die Druckdiagonalen aus Beton oder Stein, der Zuggurt und die Zugdiagonalen aber aus Eisen bestehen.

Die Eggert-Konstruktion kann als Träger auf 2 Stützen, als eingespannter oder über mehrere Felder durchgehender Balken mit gerader oder gekrümmter Achse ausgebildet werden. Die Vorteile bestehen in der ökonomischen Ausnützung des Eisens, dessen Querschnitt mit den wachsenden Biegungsmomenten vergrößert wird, in der Möglichkeit, stärkere Rundeisen anzuwenden als bei anderen Konstruktionen, deren Armierung von den Haftkräften mitbestimmt wird und endlich in der Schaffung einer Deckenfläche aus Ziegeln, welche sich in nichts von den gemauerten Wänden unterscheidet. Letztere Eigenschaft ist besonders im Hochbau sehr erwünscht und legt der künstlerischen Ausgestaltung keine Hindernisse in den Weg, da Deckenputz oder Holzgetäfel leicht anbringbar und Hilfsmittel wie Drahtgeflechte u. dergl. nicht notwendig sind.

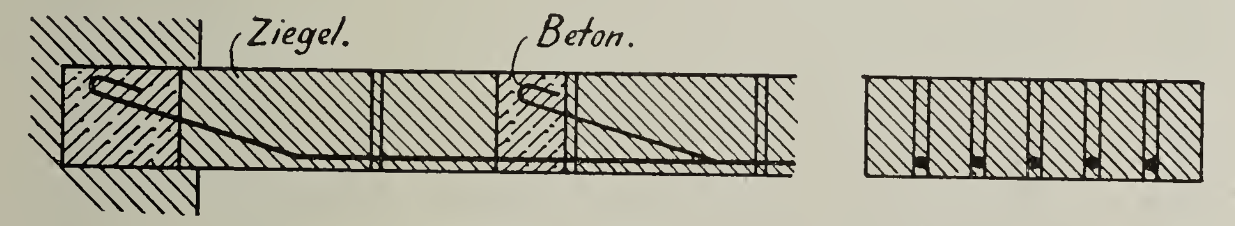


Abb. 154 und 155. Eggertdecke aus Backsteinen.

Die Abb. 151 stellt eine Decke dar, deren Zugzone aus leichtem Schlacken- oder Bimsbeton besteht, woran sich eine druckfestere Schichte aus Kiesbeton schließt. Abb. 152 zeigt eine Konstruktion im Längenschnitt, welche nach unten von einer flachgelegten Ziegelschichte begrenzt ist. Zwischen den einzelnen Reihen liegen, wie der Grundriß (Abb. 153) darstellt, Rundeisen, die nach aufwärts abgebogen und hakenförmig gestaltet sind. Der obere Teil

besteht aus Beton, der mit dem Auflagermauerwerk verankert wird. In den Abb. 154 und 155 ist eine Decke abgebildet, welche nur aus hochgestellten

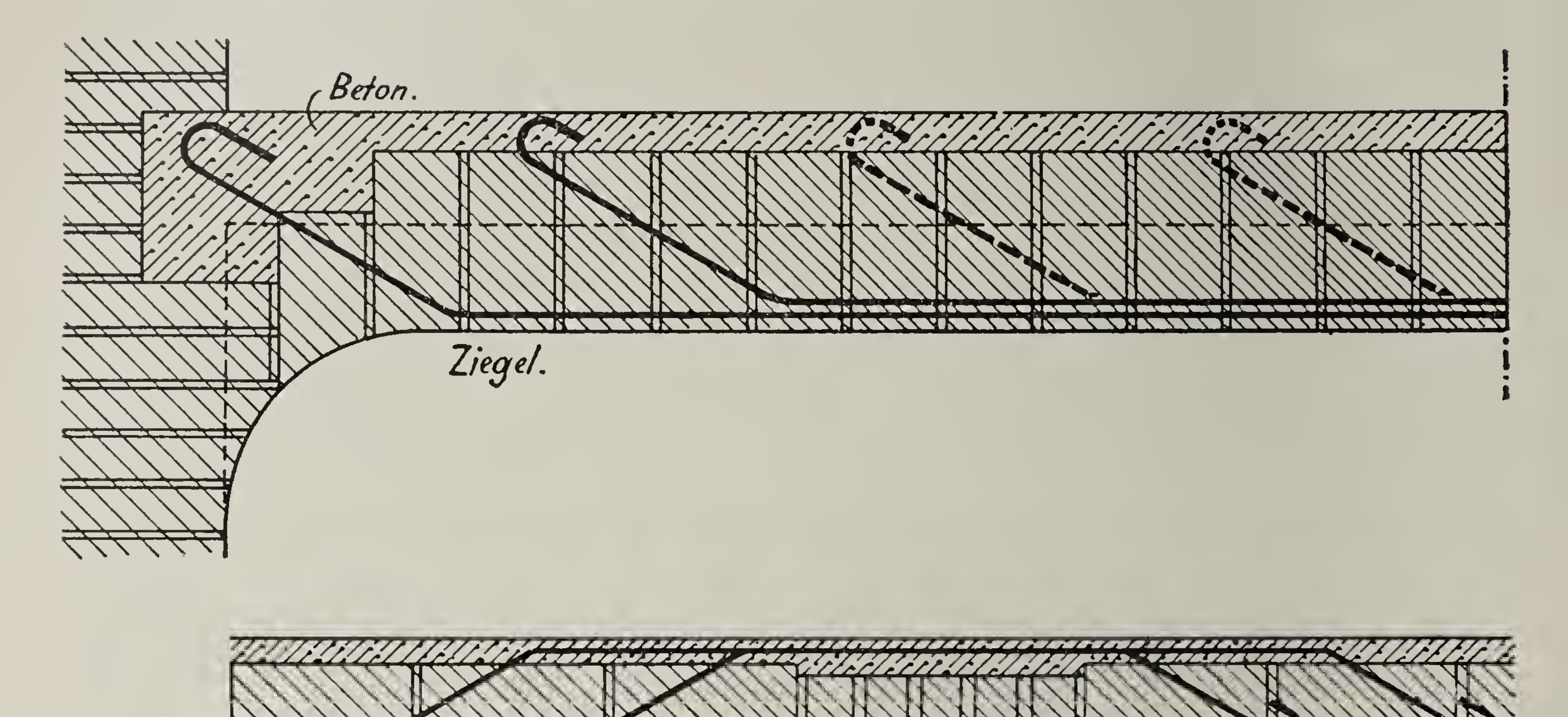


Abb. 156 und 157. Rippenbalken, Bauweise Eggert.

Ziegelsteinen mit Betonaussparungen für die Eisenhaken zusammengesetzt ist. Die Abb. 156 und 157 führen uns einen Rippenträger vor, dessen

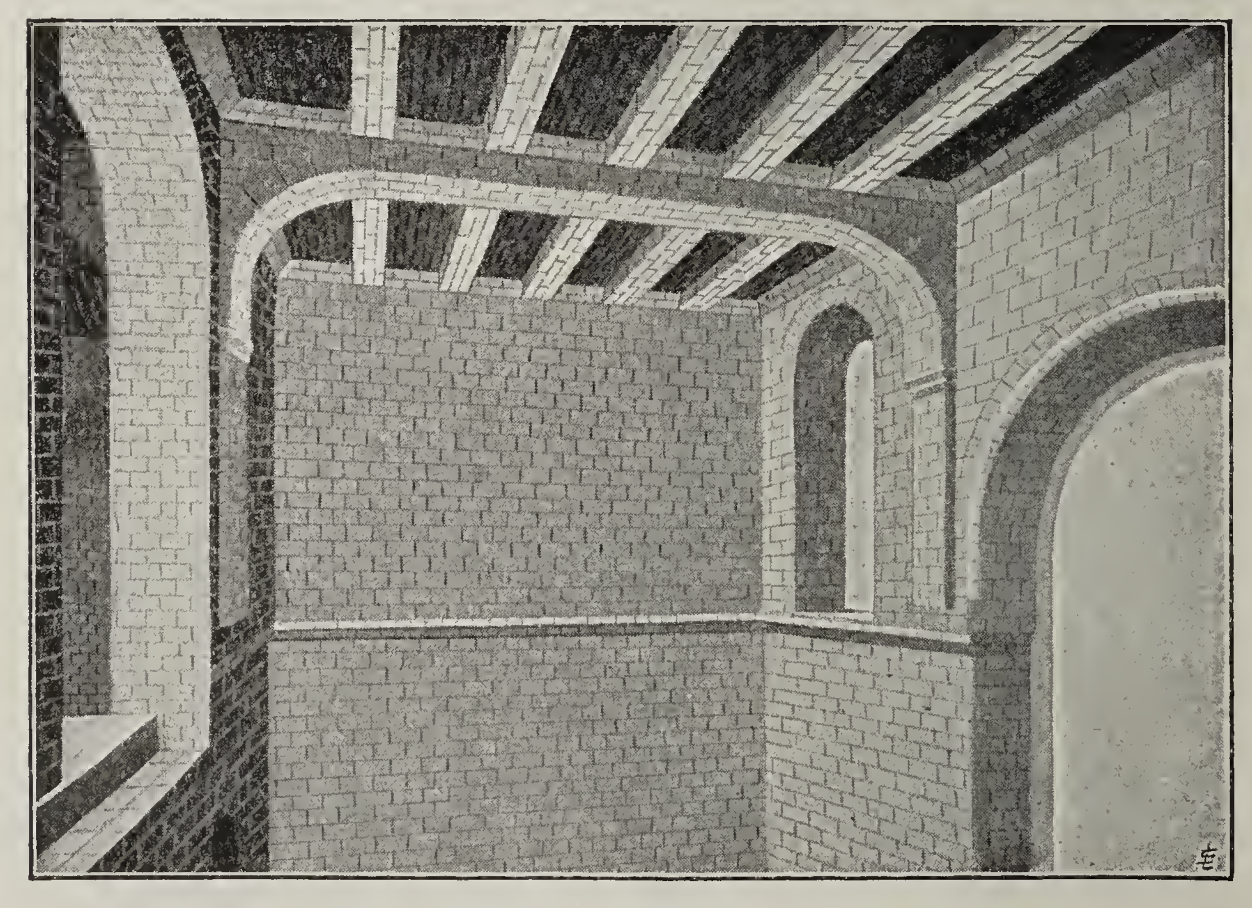


Abb. 158. Eggertdecke im Rathaus zu Hannover.

Rippe im untern Teile aus hochgestellten Backsteinen und dessen Platte aus einer ½ Stein starken Ziegelschicht besteht, worüber eine mehrere cm dicke

Betonschichte aufgebracht ist. Die negativen Biegungsmomente der Platte über dem Steg erscheinen durch die im Querschnitt (Abb. 157) sichtbaren, nach aufwärts gezogenen Rundeisen aufgenommen, welche an ihren Enden wieder hakenförmig abgebogen sind.

Für die Herstellung dieser armierten Steindecke ist eine feste Schalung erforderlich, die in der Mitte überhöht sein muß, um nach der Durchbiegung, welche bei Entfernung der Schalung auftritt, eine horizontale Unterfläche zu erhalten. Für Wohnhausdecken genügt bis 2 m Spannweite eine Stärke von 8, bis 4 m eine solche von 13, bis 6 m eine Stärke von 18 cm. Probeobjekte sind bis 10 m bei 23,5 cm Dicke hergestellt worden.[1]) Die größte überdeckte Weite beträgt 13 m (Turnhalle, Gymnasium Gr. Lichterfelde).[2]) Die Berechnung kann nach den Gl. 117 und 118 unter Einführung des für das verwendete Material geltenden Koeffizienten α (für Kiesbeton 15, für Ziegel 25) sowie mit den anderen Eisenbetonformeln erfolgen, sofern die besonderen Verhältnisse mit den dort zugrunde gelegten Annahmen übereinstimmen. (Tab. II, IV, VI und IX, Seite 46, 51, 58 und 90.)

Inhaberin der Schutzrechte ist die Aktien-Ges. für Betonbau Diß & Co. in Düsseldorf.

65. Andere Systeme armierter Steindecken.

Die Viktoriadecke (Abb. 159) ist eine zwischen eisernen Trägern, welche bis 2,50 m entfernt sind, eingespannte ebene Decke aus Normalziegeln, Hohl- oder Schwemmsteinen, deren Armierung aus Rundeisen besteht. Dieselben sind gekrümmt, zum Teil an den Enden rechtwinklig abgebogen und in den Steinfugen abwechselnd nach oben und unten konvex verlegt. Erfinder ist Baumeister Weyhe in Bremen, Patentinhaber die Hansa G. m. b. H. (Wilckens & Ruhl) Bremen.

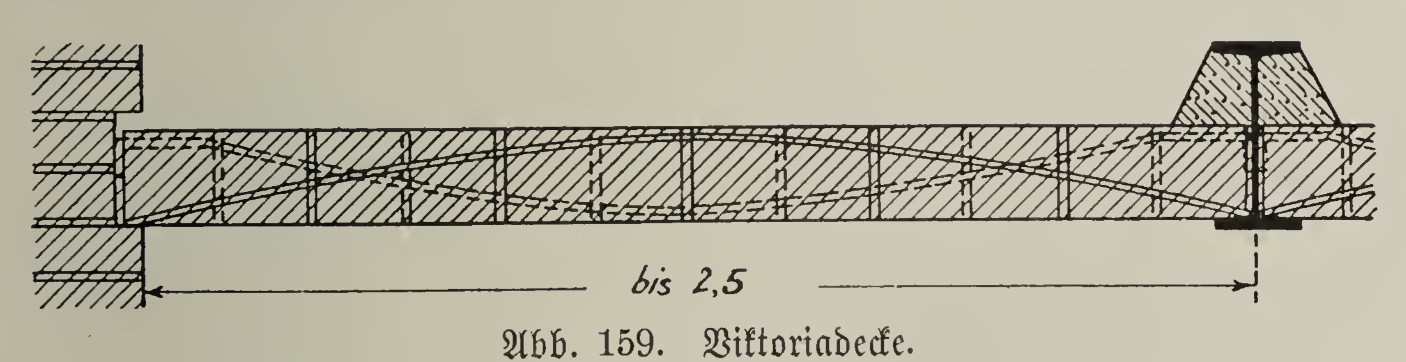


Abb. 159. Viktoriadecke.

Die Beny'sche Steindecke wird ohne Schalung aus Schwemm- oder anderen Steinen hergestellt, welche an ihrer Unterseite mit Nuten versehen sind, mit denen sie auf Bandeisen reiten.

Die Müllersche Decke besteht aus Hohlziegelformsteinen mit entsprechendem Ansatz und Ausschnitt zur Aufnahme eines Winkeleisens. Firma F. W. & M. Müller, Berlin.

[1]) Düsseldorfer Ausstellung. Ausgedehnte Anwendung zum ersten Male beim Rathausbau in Hannover.

[2]) Deutsche Bauzeitung, 1905.

Die trägerlose Hohlsteindecke von Ing. Cracoann besteht aus einfachen prismatischen Hohlsteinen ohne Nuten und Falze mit einem nahe der Unterkante in den Fugen eingelegten Netz von Rundeisen. Vertreter H. Westphal in Berlin und Posen.

Die Ackermannsche Steindecke verwendet Ziegel-, Zementbeton-, Schwemm- oder Kalksand-Formsteine, Größe 25 . 15 . 10 cm, welche an der Unterseite eine größere Nut besitzen, mit deren Hilfe die Steine auf eisernen kleinen Hohlträgern reiten. Architekt Ackermann in Döhren-Hannover.

Von anderen armierten Steindecken sind noch die feuersichere Terrakottadecke von Blanchard & Co., die Czarnikowsche Decke, die Dabbert & Hüttensche, die Hundriesersche, die Manchersche Decke zu nennen, denen sich noch viele andere Systeme anreihen ließen, welche aber alle auf demselben Prinzip beruhen.

Hierzu kommen noch die zahlreichen Steindecken ohne Eiseneinlagen, deren Beschreibung jedoch hier nicht Platz finden kann.

ε) Decken ohne Schalung.

66. Verwendung fertiger Tragelemente aus Eisenbeton.

Fast alle unter α) bis δ) erwähnten Deckensysteme haben neben den großen und allgemein anerkannten Vorteilen gegenüber den althergebrachten Holzdecken den unbestreitbaren Nachteil, daß sie ohne eine sorgfältige und zeitraubende Einschalung nicht ausführbar sind. Es hat sich deshalb mit der wachsenden Verbreitung und Schätzung der Eisenbetonbauweise ein lebhaftes Bestreben entwickelt, dem erwähnten Übelstande durch die Verwendung fertiger Platten und Träger abzuhelfen, welche entweder zwischen eisernen Traversen oder direkt auf die Umfassungsmauern verlegt werden. Damit wird nicht allein die Einrüstung entbehrlich, sondern es wird auch jede Verzögerung der Mauerarbeiten durch die Zementierer vermieden. Die Verwendung vorher, in der Regel fabrikmäßig, hergestellter Betonbalken bietet noch den weiteren bedeutsamen Vorteil, daß Mängel und Unregelmäßigkeiten in der Bauausführung, soweit solche aus der Qualität des Sandes und Zements, ihrer Verarbeitung und aus der nicht planmäßigen Einbettung des Eisens entstehen, weniger zu befürchten sind (s. Absatz 11, Seite 16). Diese Umstände sind nirgends von größerer Wichtigkeit als bei den Eisenbetonkonstruktionen, deren Güte in erster Linie von der Herstellung abhängt. Freilich verzichtet man gleichzeitig auf eine als sehr wertvoll zu bezeichnende Eigenschaft dieser Bauweisen, ihren monolithischen Charakter, der in der einheitlichen Wirkung der Mauern, Säulen, Träger, Platten usw. seinen Ausdruck findet.

Die Konstruktion schalungsloser Decken erfolgt nach verschiedenen Systemen, je nachdem hierfür nur einzelne fertige Elemente oder ganze tragfähige Balken zur Verwendung kommen. Von diesem Gesichtspunkte aus beginnen wir mit der Besprechung der

67. Betonkeildecke, System Kiefer.

Ingenieur Kiefer in Heidelberg benützt für die von ihm erfundene Decke hohle, durch Drahtgeflechteinlage verstärkte Platten, welche aus 1 Teil Portlandzement, 2 Teilen Sand und 5 Teilen Schlacke bestehen. Sie sind von rechteckiger Gestalt, 1 m lang, 50 cm breit und 12 bis 18 cm dick. Sie werden auf einem festen Boden in entsprechende Formen schichtenweise und nach Einlage eines Drahtnetzes, das über die Schmalseiten hinausreicht, eingestampft. Die Formen werden nach dem Abbinden entfernt und zur Erzeugung neuer Platten benützt, welche nach dem Erhärten transportfähig sind.

Der Aufbau der Decke geschieht derart, daß die Platten, deren vorstehende Drahtgeflechte senkrecht in die Höhe gebogen worden sind, auf Balken von mindestens 12 cm Breite verlegt werden, so daß etwa 6 cm breite keilförmige Zwischenräume entstehen (Abb. 160). Nachdem sämtliche Platten für die herzustellende Decke in dieser Weise aufgebracht worden, werden die Zwischenräume nach Einbettung eines Rundeisens mit Portlandzementmörtel 1 : 3 ausgefüllt und die Drahtgeflechtenden in der Weise, wie Bild 160 zeigt,

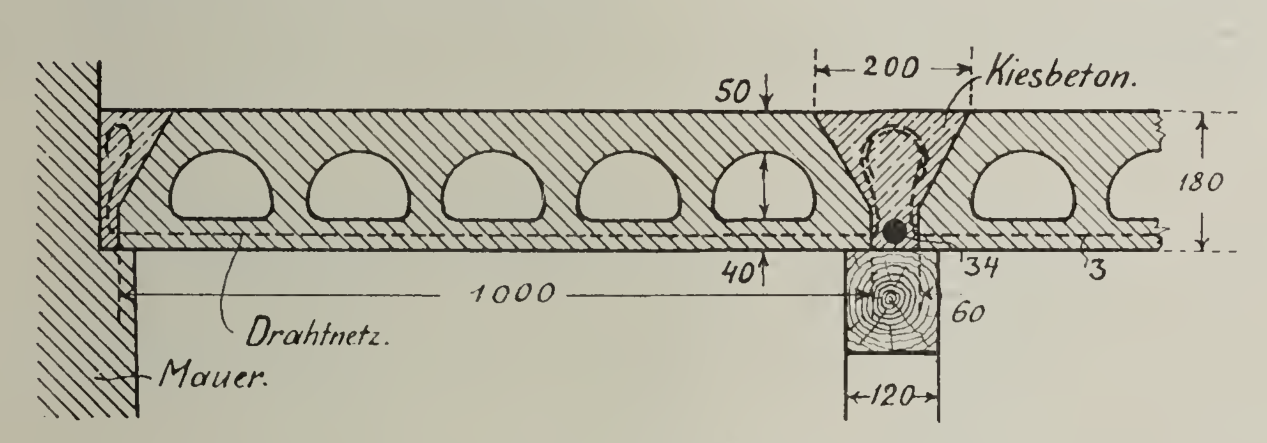


Abb. 160. Betonkeildecke.

übereinandergebogen. Auf diese Art wird durch den Betonkeil eine Verbindung der Platten gesichert und eine einheitliche Wirkung erzielt. In der Horizontalrichtung gut widerstehende Widerlager werden die Tragfähigkeit der Decke noch steigern. Für die Berechnung ist die Decke als eine auf Biegung beanspruchte, teilweise eingespannte Platte $\left(M = \frac{Q\,l}{10}\right)$ zu betrachten, deren Dimensionierung mit den Formeln 117 und 118 (Seite 43) erfolgt, in welche das aus dem Verhältnis $\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ sich ergebende n (Gl. 136, Seite 50) einzusetzen ist. Da aber die zulässigen Druckspannungen des Schlackenbetons klein sind, so ergibt sich daraus, daß die Tragfähigkeit dieser Decke unter Beibehaltung des sonst üblichen Sicherheitsgrades relativ gering und ohne besondere Unterzugkonstruktionen nur für kleinere Spannweiten und Belastungen geeignet sein dürfte. Das Gewicht beträgt etwa 160 kg, die Kosten stellen sich auf etwa 4,80 ℳ/qm. Inhaberin der Erfindungsrechte ist die Firma Kiefer & Borchmann in Heidelberg.

68. Zylinderstegdecke von W. Herbst.

Eine eigenartige Lösung des Problems der schalungslosen Decke liefert uns die Erfindung von W. Herbst in Steglitz. Dieser zerlegt die Konstruktion in 3 Teile, den armierten Steg S, den Zylinder Z und in die Deckenplatte D (Abb. 161). Der Steg ist ein fabrikmäßig hergestellter Betonkörper von etwa 19 cm Höhe und 3 bis 4 cm Stärke, welcher in seinem unteren etwas verdickten Teile mit einem hochgestellten Flacheisen (40 . 2,5 mm) verstärkt ist. Der Zylinder besteht vorteilhaft aus einer leichten Masse, am besten aus porösem Ton; doch verwendet der Erfinder in seinem Berliner Betriebe eine besonders patentierte hydraulische Gußmasse. Durch die Verlegung der Stege, zwischen welche die zylindrischen Körper versetzt werden, erhalten wir einen Arbeitsboden, welcher auf die im Wohnhausbau gewöhnlich vorkommenden Spannweiten die erforderliche Tragfähigkeit besitzt. Nötigenfalls ist die so hergestellte Fläche noch in der Mitte zu unterstützen, um übermäßige Durchbiegungen zu verhindern.

Eine wesentliche Erhöhung der Tragkraft erzielt man durch das Aufbringen der Deckenplatte D, welche aus Stampfbeton an Ort und Stelle hergestellt ist und eine gute Verbindung mit Steg und Zylinder erwarten läßt.

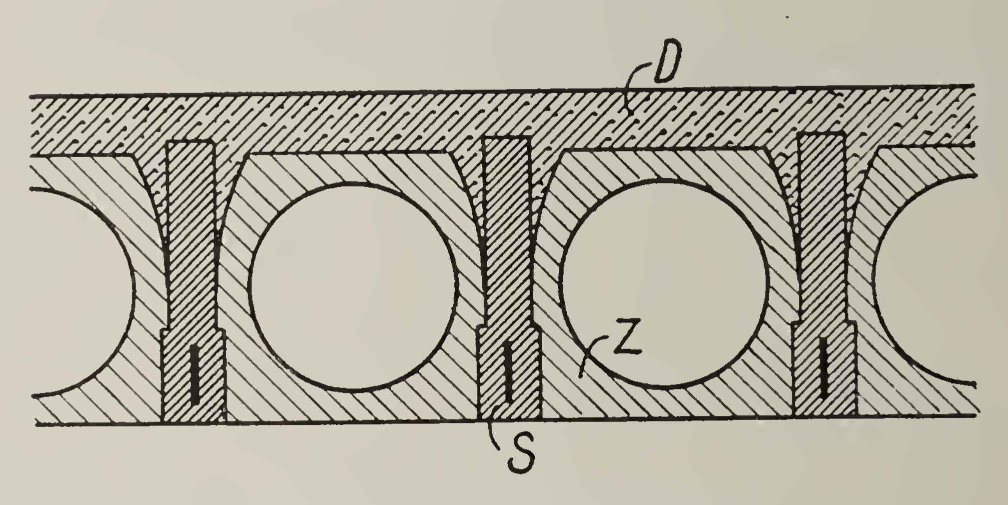


Abb. 161. Zylinderstegdecke.

Die Widerstandsfähigkeit der Konstruktion gegen Biegung steigert sich, weil 1. die Stege S nicht mehr allein die tragenden Teile sind und 2., weil die Trägerhöhe vergrößert und der benötigte Druckwiderstand auf Steg, Zinder und Platte verteilt wird. Deshalb kann auch die Festigkeit des Eisens proportional bis nahe an seine Bruchgrenze ausgenützt werden. Die Berechnung der Tragkraft der Stege sowie der ganzen fertigen Decke erfolgt nach den Formeln für den Balken rechteckigen Querschnitts (Absatz 24, Seite 46), am einfachsten mit Gl. 146 (Absatz 26, Seite 57).

Die Vorteile der Zylinderstegdecken sind im wesentlichen folgende: Rasche Herstellung eines Arbeitsbodens ähnlich wie bei Holzbalken, relative Leichtigkeit der Decke, gute Anpassungsfähigkeit der fabrikmäßig hergestellten Teile an Spannweite und Belastung durch Aufbringung der Stampfbetonplatte, Verwendung der Hohlräume für Leitungen, große Tragfähigkeit.

69. Die Stoltesche Decke.

Die Stoltesche Decke unterscheidet sich von der Betonkeil- und Zylinderstegdecke dadurch, daß die tragende Konstruktion durch patentierte Stegzementdielen gebildet wird, welche nach ihrer Verlegung zwischen eisernen Trägern die fertige Decke darstellen, also keiner Nachbetonierung bedürfen. Die Zementdielen sind aus Zement und Sand oder Bimsstein erzeugte, mit 3 bis 6 Luftkanälen versehene Platten von 25 cm Breite, welche bei 7 cm Dicke bis zu einer Trägerentfernung von 2 m Verwendung finden. Die Armierung besteht aus hochgestellten Flacheisen; die Platten selbst haben rhomboidische Form, um sie auf die Unterflanschen der Träger auflegen zu können (Abb. 166). Auf die Platten wird eine Auffüllung gebracht, in welche z. B. ein Holzfußboden auf Lagerhölzern eingebettet wird (Abb. 162 und 163 stellt den Quer-, Abb. 164 und 165 den Längenschnitt dar).

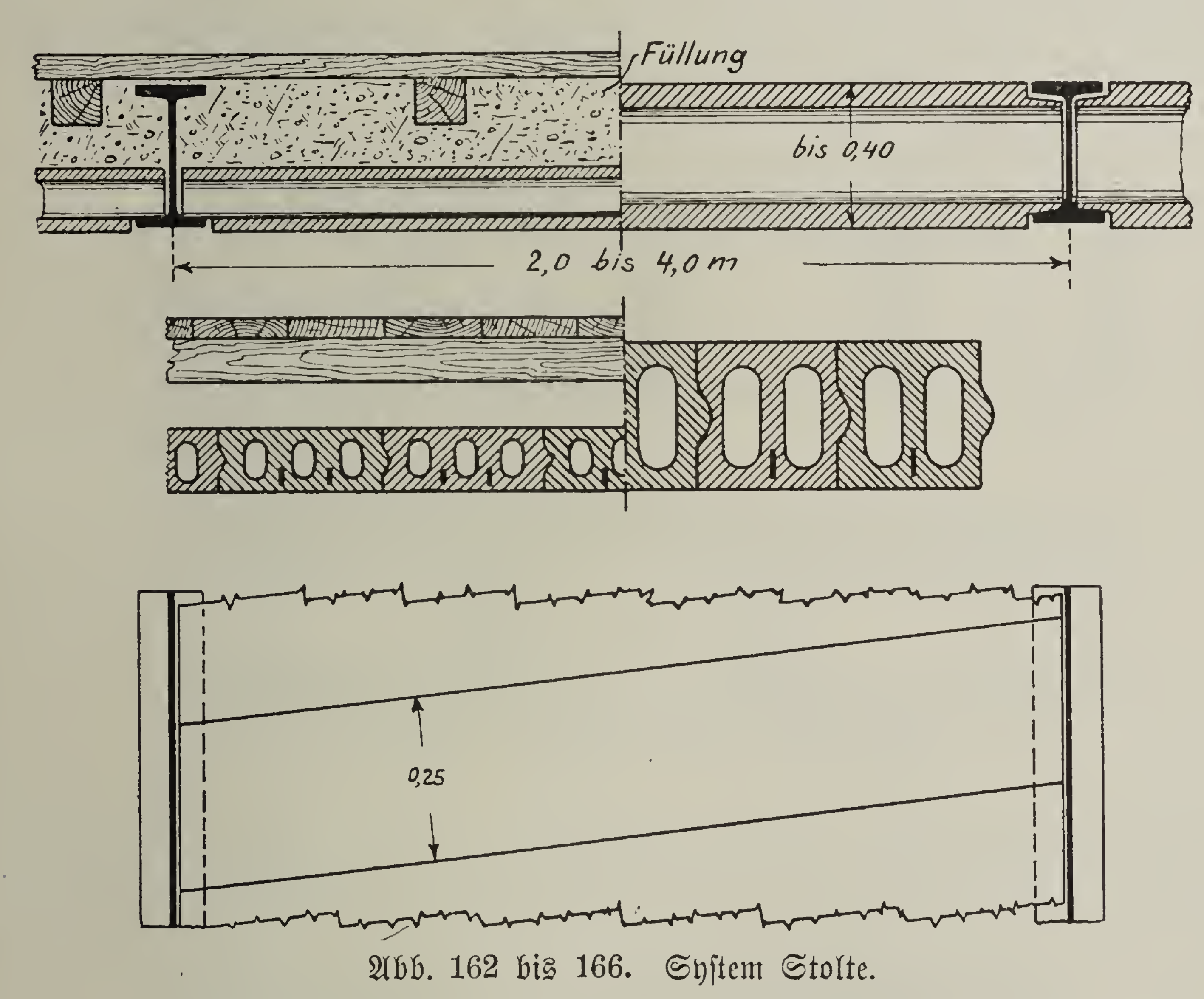


Abb. 162 bis 166. System Stolte.

Die Zementdielen werden bis 40 cm Stärke (Abb. 163 und 165) geliefert, wobei dieselben gleichzeitig Decken- Ober- und Unterkante bilden und bis 4 m Spannweite die im Wohnhausbau gewöhnlich vorkommenden Lasten tragen können.

Die Eigengewichte der Quarzsanddielen betragen bei 7 bis 15 cm Dicke 115 bis 200, bei Bimssteindielen 75 bis 125 kg/qm. Eine 8 bis 10 cm starke Stolte-Decke kostet etwa 5 ℳ/qm (P. Stolte, Genthiner Zementbaugesellschaft).

70. Siegwart-Balken.

Während die im Vorangehenden erwähnten Deckensysteme, die zu ihrer Herstellung keiner Schalung bedürfen, entweder nur für verhältnismäßig kleine Spannweiten geeignet sind, oder nur einzelne fertige Tragelemente verwenden, begegnen wir in der Erfindung des Architekten Siegwart in Luzern einem Eisenbetonbalken, welcher für die Überspannung der im Hochbau meist vorkommenden Lichtweiten wie ein hölzerner oder eiserner Träger geeignet ist. Indem die durch Feuer leicht zerstörbaren Holz- und Eisentragteile ebenso wie bei den Rippendecken ganz entbehrlich werden, vereinigt die Siegwart-Balkendecke mit den letzteren noch den Vorteil, welcher der raschen Verlegung fertiger Träger ohne Aufstellung eines Lehrgerüstes zukommt.

Die Siegwart-Decke besteht aus nebeneinander verlegten Hohlbalken, deren seitliche Wandungen durch die Einlage von Rundeisen armiert sind, welche teils auf die ganze Länge in der Nähe der Unterkante verlaufen, teils gegen die Auflager nach aufwärts geführt sind (Abb. 167 und 168). Die

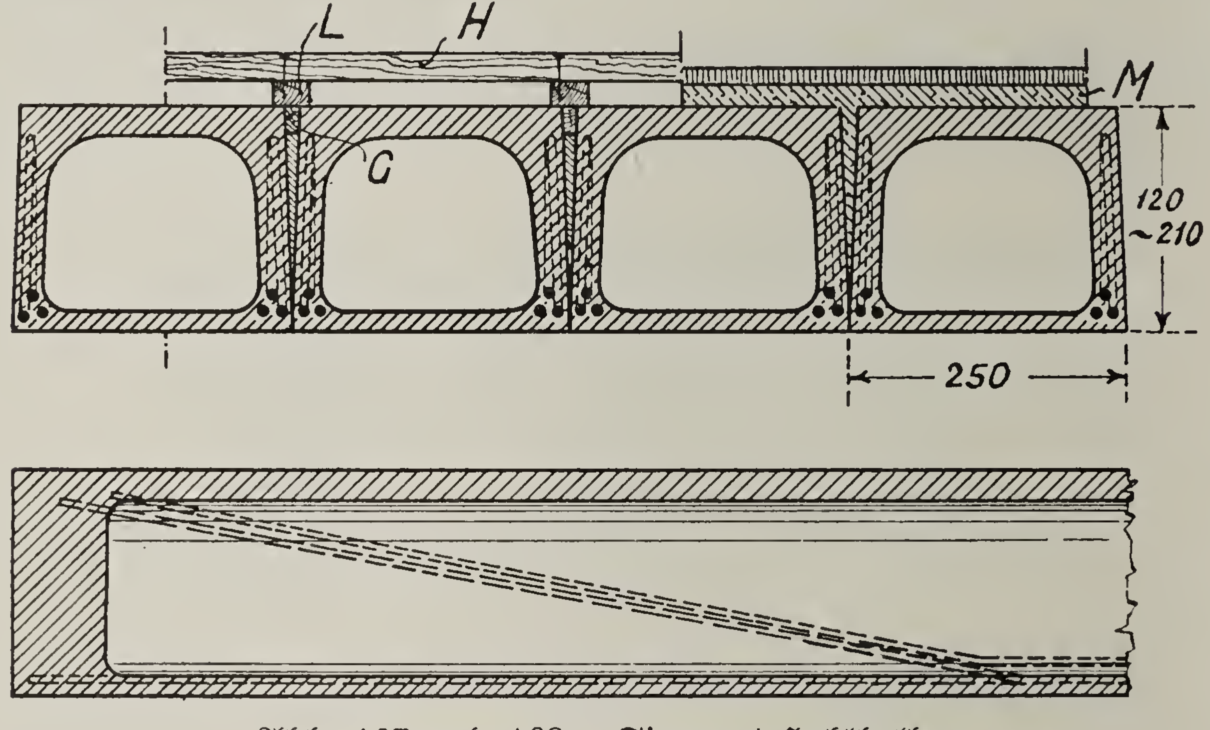


Abb. 167 und 168. Siegwart-Hohlbalken.

äußeren Seitenflächen sind der Länge nach gerippt. Die hierdurch entstehenden Fugen werden nach dem Verlegen mit Zementmörtel ausgegossen, welcher eine innige Verbindung der einzelnen Balken in der Querrichtung ge-

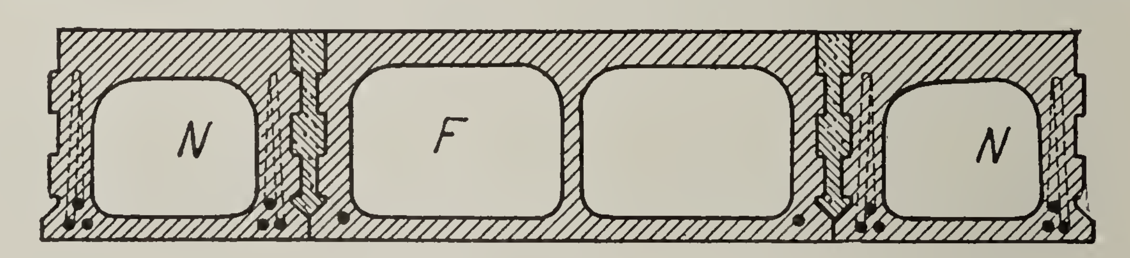


Abb. 169. Leichte Siegwartbalken-Decke im Querschnitt.

währleistet. Die Stärke der unteren Wand und der Seitenwände ist auf das kleinste Maß reduziert, das aus den Rücksichten auf Herstellung und Umhüllung des Eisens zulässig erscheint. Die Dicke der oberen (Druck-) Wand

richtet sich nach den Kräften, welche durch sie übertragen werden müssen. Die Höhe der Balken beträgt 12 bis 21 cm und mehr, die Breite gewöhnlich 25 cm. Die Bemessung der Höhe und der Eisenquerschnitte erfolgt mit den Formeln für die Plattenbalken (Tabelle VI, am einfachsten aber mit Gl. 146, Absatz 26, Seite 57).

Auf der nach dem Versetzen und Vergießen der Träger entstehenden festen Fläche wird die gewünschte Fußbodenkonstruktion hergestellt. Bei Verlegung eines Holzfußbodens werden in den Trägerfugen Gipslatten G eingegossen, auf denen die Lagerhölzer L und der Holzboden H festgenagelt werden (Abb. 167). Die Ausführung eines massiven Fußbodens erfolgt durch Aufbringung einer Mörtelschichte M, die durch eine feinere Zementschichte, durch Gipsestrich mit Linoleum oder durch Fließenbelag u. dergl. abgeschlossen wird (Abb. 167). Handelt es sich um eine Decke mit kleineren Belastungen, so können die Kosten dadurch verringert werden, daß man zwischen den normalen Balken dünnwandige und schwächer armierte Träger gleicher Höhe einschaltet. In Abb. 169 stellt N den normalen Tragbalken, F den Füllungsbalken dar.

Da Balken von mehr als 5 m Länge in der Ausführung und in der Fortschaffung Schwierigkeiten bereiten, so benützt Siegwart für größere Lichtweiten leichte Hohlbalken mit schwacher Armierung und verlegt die Hauptzugeisen in die bedeutend weiter gehaltenen Zwischenräume (Abb. 170), welche mit Zementmörtel ausgestampft werden. Dadurch entstehen eine Reihe kräftiger Tragrippen, während die leichten Hohlbalken nur als Füllung dienen. Diese sind, wie Bild 171 zeigt, mit versetzten Stoßfugen zu verlegen.

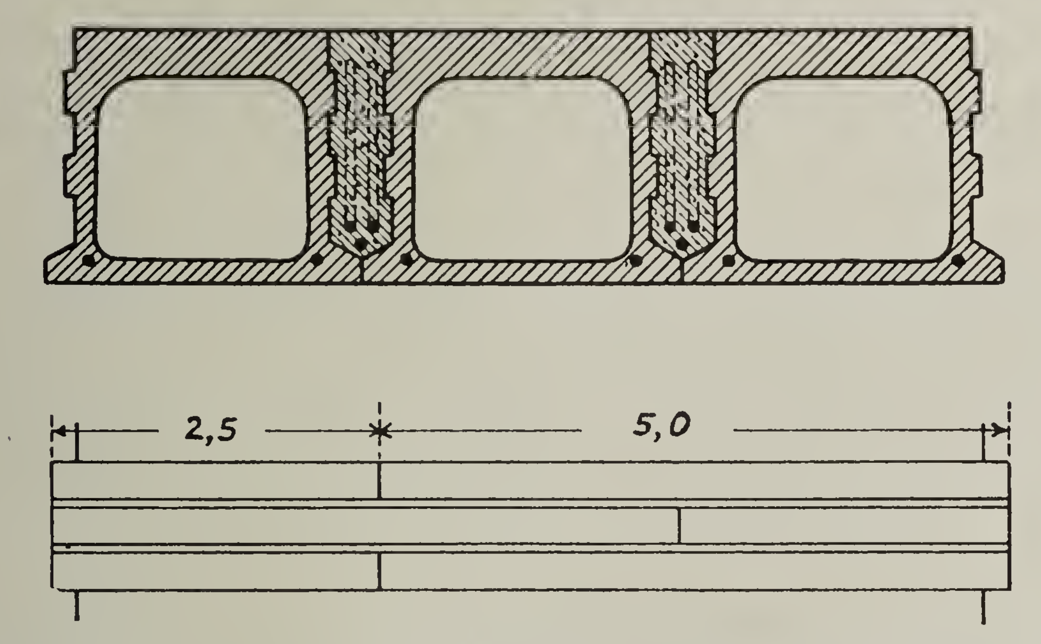


Abb. 170 und 171. Siegwartkonstruktion für größere Spannweiten.

Für die Herstellung der Hohlbalken bedient man sich eigener Blechformen sowie einer Spezialvorrichtung zum Spannen und Festhalten der Eisenstäbe. Die Balken werden nicht einzeln in die Modelle eingestampft, sondern in Schichten von je 10 Stück gleicher Länge, welche vor Abbindung des Mörtels mittels einer Schneidemaschine getrennt werden. Das eine Balken=

ende wird schon in der Fabrik massiv hergestellt, das andere erst an Ort und Stelle ausgestampft. Die Lieferung der Siegwart-Balken erfolgt nach Bestellung oder vom Lager der Siegwartbalken-Fabriken in Luzern (Internationale Siegwartbalken-Fabrik), Mühlhausen, Karlsruhe, München, Turin usw. Die fertig verlegte Decke einschließlich Vergießen der Fugen kostet je nach Spannweite und Belastung 5,50 bis 11 ℳ für das qm. Das System ist in allen Kulturstaaten geschützt.

71. Gitterträger System Visintini.

Einen wesentlichen Fortschritt insbesondere bezüglich der Herstellung der Eisenbetonbalken stellt die Erfindung des Ingenieurs Visintini dar. Von dem Gedanken ausgehend, einen Träger zu schaffen, der einer einwandfreien theoretischen Berechnung zugänglich, leicht und in Massen herstellbar ist, der einen Mindestaufwand an Material erfordert und außerdem alle geschätzten Eigenschaften der Eisenbetonbauweise in bezug auf Haltbarkeit, Tragfähigkeit und Feuersicherheit besitzt, konstruierte Visintini einen Gitterträger nach den Grundsätzen, welche beim Bau eiserner Fachwerke maßgebend sind. Hierbei werden alle jene Glieder, die Zugbeanspruchungen erleiden, durch Eisenstäbe zu verstärken sein, denen allein die Zugkräfte rechnerisch zugeteilt werden, so daß der Zementmörtel bloß die Aufgabe hat, das Metall zu umhüllen und

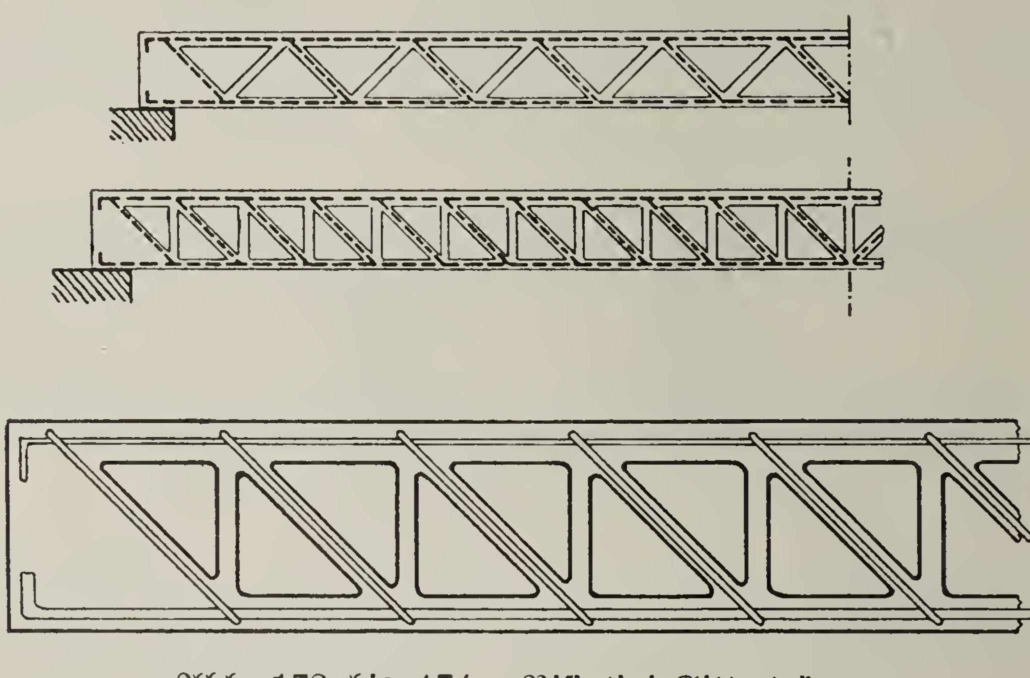


Abb. 172 bis 174. Visintini-Gitterträger.

vor Rost und Feuer zu schützen. Die Druckglieder bestehen aus Beton, welchem sämtliche Druckspannungen aufgebürdet werden. Der Form nach sind die Visintini-Balken meist Parallelträger mit abwechselnd senkrechten und schrägen oder nur schrägen Gitterstäben (Abb. 172 bis 174). Die Verbindung der Zugdiagonaleisen mit den Gurtungen erfolgt einfach durch Umbiegen und Einhaken an den durchgehenden horizontalen Zug-, bezw. Druckstäben. Letztere haben nur konstruktive Bedeutung, da sie mit Rücksicht auf die statischen Verhältnisse in der Regel nicht erforderlich sind. Die so hergestellten Knoten-

verbindungen sind trotz ihrer Einfachheit genügend fest, weil sie der umhüllende Beton gegen Aufbiegen und Gleiten sichert, so daß sie in bezug auf Festigkeit den Charakter von Nietverbindungen tragen.

Die Gitterbalken können grundsätzlich für beliebige Lasten und Spannweiten hergestellt werden; auch ihre Querschnittsabmessungen unterliegen keinen Einschränkungen, solange die Balkengewichte innerhalb jener Grenzen bleiben, welche die Rücksichten auf die Fortschaffung bezw. Verlegung vorschreiben.

Die Erzeugung der Visintiniträger erfolgt derart, daß auf einer ebenen Unterfläche 2 Bretter (Bretterwände) hochkantig aufgestellt werden, deren Abstand der gewünschten Trägerhöhe gleich ist. Nachdem die Hohlräume durch das Einsetzen von Dreiecksformen gesichert und die Eisengitter in ihre Lage gebracht sind, kann der 1 : 4 gemischte Zementmörtel eingegossen werden. Nach dem Abbinden (etwa zwei Stunden) können die Formen entfernt, nach dem Erhärten in etwa zwei Wochen die Balken transportiert und nach 3 bis 6 Wochen frühestens zur Verwendung gelangen.

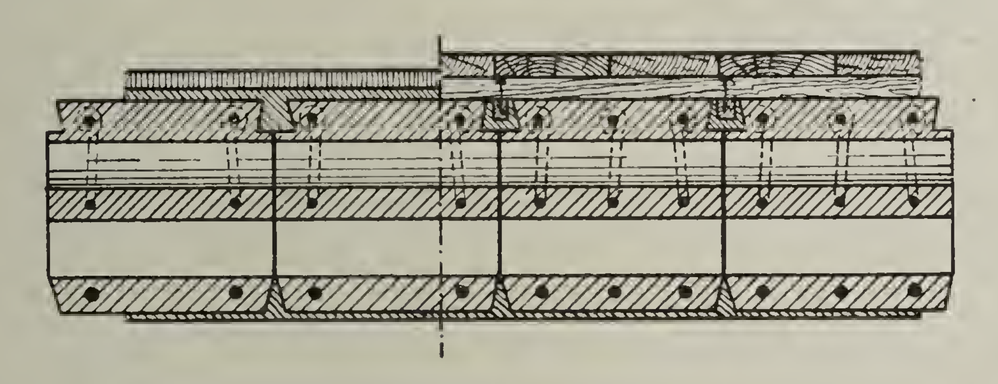


Abb. 175. Querschnitt der Decke System Visintini.

Die überaus einfache Herstellungsweise setzt keine großen Anlagen und Vorkehrungen voraus, so daß die Erzeugung der Gitterträger auf besonders eingerichtete Fabriken nicht beschränkt ist, vielmehr mit Vorteil in die unmittelbare Nähe der Bauplätze verlegt werden kann.

Die Überdeckung von Räumen erfolgt wie mit dem Siegwart-Balken. Die Träger werden Mann an Mann verlegt (wie Dippelböden) und gegen die Einzeldurchbiegung dadurch gesichert, daß die schwalbenschwanzförmigen Nuten (Abb. 175) mit Eiseneinlagen versehen und mit Zement ausgegossen werden. Auf die Decken kann ein massiver oder ein Holzfußboden aufgelegt werden. Bei letzterem werden in den noch nicht erhärteten Zement der Schwalbenschwanznut Holzleisten eingebettet, auf welche der Blindboden aufgenagelt wird.

Die durch das Gitterwerk entstehenden Hohlräume bilden gegen Schall und Wärme eine gute Isolierung und können zur Aufnahme von Leitungen für Heiz- und Lichtzwecke u. dergl. dienen.

Die Bestimmung der Abmessungen der Gitterträger erfolgt nach den Formeln für die Plattenbalken (Absatz 26, Seite 50 u. f.). Die Gesamthöhe wird mit $^1/_{20}$ der Lichtweite des zu überspannenden Raums, bei Wohnhausdecken also mit 20 bis 30 cm, die Breite der Einzelträger mit 20 bis 25 cm

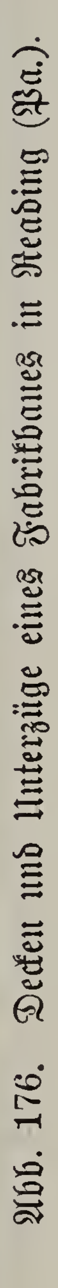


Abb. 176. Decken und Unterzüge eines Fabrikbaues in Reading (Pa.).

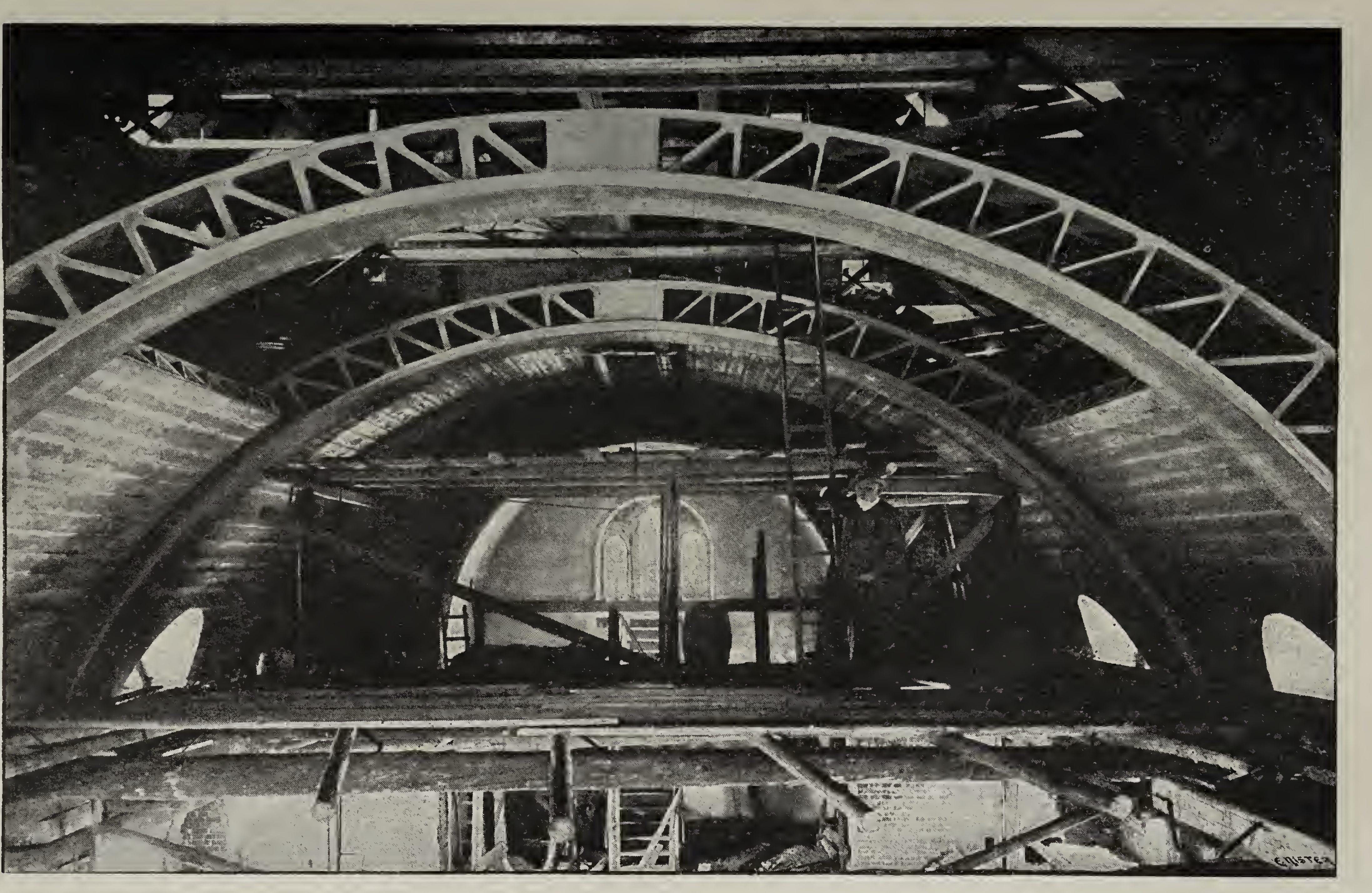


Abb. 177. Decke der evangelischen Kirche in Außig a. d. E.

anzunehmen sein. Die Stärke der Zugdiagonalen ergibt sich nach bekannten Regeln aus der Größe der Querkräfte V, welche die Diagonalkräfte D = V . cosec φ erzeugen, wenn φ den Neigungswinkel derselben gegen die Horizontale bezeichnet; ist $\varphi = 45^0$, so wird D = 1,414 . V.

Die Kosten der Visintini-Gitterträger, welche sowohl als gerade Balken wie in Bogenform (Abb. 177) erzeugt werden, stellen sich nach den Angaben der Firma Visintini & Weingärtner (Dresden) niedriger als bei jeder anderen Massivdecke.

Die Anwendung der Gitterträger ist eine außerordentlich mannigfaltige; sie ist nicht auf den Hochbau beschränkt, sondern erstreckt sich auf den Bau kleinerer Brücken (bis 17 m Spannweite ausgeführt) und das allgemeine Ingenieurwesen überhaupt.

Von anderen Systemen fertiger Betonbalken und schalungsloser Decken seien hier erwähnt: Die den Siegwart-Balken ähnlichen Eisenbetonträger von Ing. Corradini in Turin mit sechseckigem hohlem Querschnitt, die Decke aus Eisenbetonhohlsteinen von Ing. Lund in Christiania und die Bogenbalken von Thrul in Wien.

B. Stützen und Säulen.

72. Querschnitt und Armierung.

Die Stützenkonstruktionen haben den Zweck, vertikale Lasten durch Druck nach abwärts zu übertragen. Diese rühren von dem Gewicht und der Nutzbelastung der Deckenkonstruktionen, von Mauerwerkskörpern, von Reservoiren usw. her. Im Interesse eines ökonomischen Querschnittes wird es liegen, die Lastübertragung durch konstruktive Mittel so zu führen, daß reine Axialbeanspruchungen, also über der Querschnittsfläche gleichmäßig verteilte Spannungen entstehen. Sie wird daher bezüglich einer oder mehrerer Achsen symmetrische Ausbildung erfahren und quadratische, rechteckige, polygonale oder kreisförmige Gestalt besitzen. Dementsprechend wird auch die Eisenarmierung symmetrisch zum Mittelpunkt, d. h. zur Säulenachse, anzuordnen sein.

Indessen können auch Fälle vorkommen, die eine einseitige (exzentrische) Belastung verursachen. Dieser muß dann durch die Form des Querschnittes und die Lage des Eisens Rechnung getragen werden, wodurch es möglich wird, auch bei äußerlich einseitiger Normalkraft gleichmäßig verteilte Pressungen und daher ein Mindestmaß an Materialaufwand zu erzielen (s. Absatz 30, Seite 72). Wird jedoch eine Säule von bedeutenden Biegungsmomenten ergriffen, die aus einer großen Abweichung der Normalkraft von der Achse oder aus horizontalen Kräften entstehen, dann sind auch Zugbeanspruchungen möglich, welche ausschließlich dem Eisen aufzubürden sind. Die Bestimmung der hierbei erforderlichen Armierung auf Grund eines angenommenen Betonquerschnitts kann mit den Formeln 174 und 175 (Absatz 30, Seite 73) erfolgen.

Von solchen Ausnahmefällen abgesehen, haben wir es bei den Pfeilern und Stützen mit einer reinen Druckbeanspruchung zu tun. Die Verteilung der Eisenarmierung könnte daher insoweit vollständig beliebig sein, solange deren Schwerpunkt mit jenem der Betonfläche zusammenfällt. In der Praxis legt man jedoch die Eisenstäbe nahe an die Ränder und zwar mit Rücksicht auf die Knickgefahr und unvorhergesehene oder in der Rechnung nicht berücksichtigte Biegungsmöglichkeiten. Obwohl die durch Formel 161 (Seite 67) bestimmte Größe des erforderlichen Trägheitsmoments die Lage der Armierung nicht berücksichtigt, so ist es doch klar, daß der Knickwiderstand wachsen wird, je näher jene den Rändern des Querschnitts liegt (vergl. die Anmerkung in Absatz 20, Seite 35).

In der Rechnung nicht beachtete Biegungsmöglichkeiten ergeben sich aus der starren Verbindung der Säule mit den darauf ruhenden Unterzügen, Balken und Decken, aus zufälligen Stößen, aus der nachträglichen Anbringung von Konsolen für Transmissionen usw. Schließlich sei noch des Umstandes gedacht, daß die Randarmierung die Bildung der Schwindrisse beeinträchtigen oder verhindern wird.

Die Abmessungen quadratischer oder runder Eisenbetonquerschnitte schwanken zwischen 12 bis 50 und mehr Zentimetern. Die Eiseneinlagen bestehen meistens aus Rundeisen, aber auch aus Drahtkabeln oder aus für sich trägfähigen aus Walzeisen zusammengenieteten Säulen. Bezüglich der Ausführung ist zu bemerken, daß die Stützen in der Regel durch Einstampfen oder Eingießen des Betons innerhalb einer Schalung an Ort und Stelle hergestellt werden. Es kommen jedoch auch, analog den fertigen Eisenbetonbalken, in der Praxis Säulen zur Verwendung, welche für die verschiedensten Belastungen und Höhen fabrikmäßig erzeugt und wie Holz- oder Eisensäulen zur Aufstellung gelangen.

Nach diesen Gesichtspunkten sind mehrere Systeme von Eisenbetonsäulen durchgebildet worden, welche im folgenden zu Gruppen zusammengefaßt sind.

73. Stützen mit Rundeiseneinlagen.

Der am häufigsten angewendete Typus der armierten Betonsäule hat quadratischen Querschnitt, an dessen vier Ecken Rundeisen eingebettet sind. Der Durchmesser derselben wird je nach der Größe des Gesamtquerschnitts mit 15 bis 40 mm angenommen, so daß deren Fläche 1 bis 3% von diesem und auch mehr ausmacht. Weniger als 1% soll die Armierung nicht betragen. Je stärker im allgemeinen der Armierungsanteil ist, um so größer wird die Tragfähigkeit und der Sicherheitsgrad, wenn der Berechnung der Abmessungen die Gl. 159, bezw. Tab. VIII (Absatz 28, Seite 67 u. f.) zugrundegelegt wird. Die Rundstäbe verlaufen in dem prismatischen Säulenkörper parallel und müssen in bestimmten Abständen miteinander verbunden werden, weil ihr Knickbestreben quergerichtete Spannungen erzeugt, welche längsgerichtete Risse und daher eine Schädigung des Zusammenhanges

und der einheitlichen Wirkung des Verbundkörpers hervorrufen können (s. Absatz 29, Seite 69 u. f.). Unter Vernachlässigung der Querfestigkeit des Betons ergibt sich der Abstand der Verbindungen aus der Gl. 166 und Tab. VIII, Seite 68 und 69. In der Regel wird derselbe gleich dem 30fachen Durchmesser der Rundeisen, besser aber gleich der Querabmessung der Stütze angenommen. Die Konstruktion des Querverbandes kann auf verschiedene Weise erfolgen. Die solideste Ausführung wählt das System Hennebique. Bei demselben kommen dünne Eisenplatten von 2 bis 3 mm Dicke und einer Breite von $2^1/_2$ bis 3 Rundstabdurchmessern zur Verwendung (Abb. 178), deren Durchlochung zum Durchstecken der Armierungsstäbe dient. Ein Nachteil dieser Verbindung besteht darin, daß der Betonkörper in einer relativ großen Querschnittsfläche und zwar in der Nähe der Außenflächen unterbrochen und daher zur Fugenbildung geneigt wird, sofern die Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton zur Aufnahme zufälliger Zugspannungen nicht ausreicht.

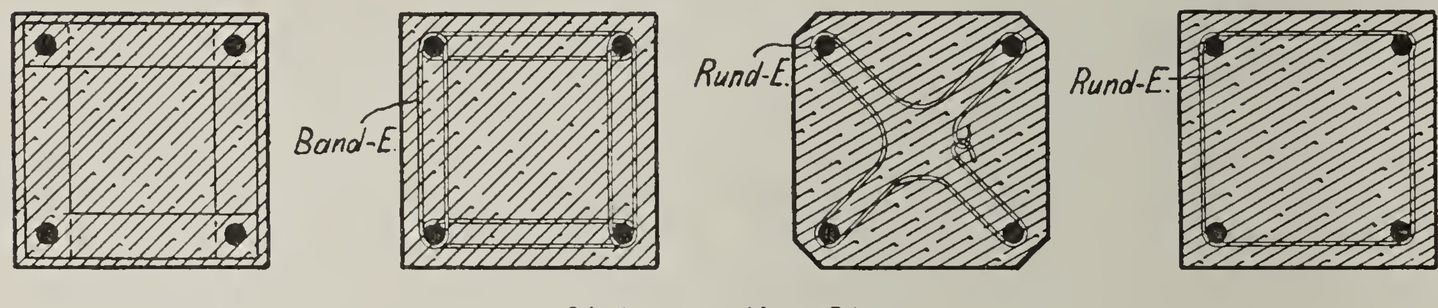


Abb. 178 bis 181.

Diesen Übelstand vermeidet das System Boussiron dadurch, daß die Verbindung aus Flacheisen besteht, welche hochkantig um die Rundeisen gebogen sind (Abb. 179). Im System Dégon (Abb. 180) wird der Zusammenhang der Armierungsstäbe durch dünne Rundeisen bewerkstelligt, welche in der dargestellten Form im Querschnitt eingebettet sind. Den einfachsten Verband zeigt die Abb. 181. Derselbe besteht aus einem dünnen Rundeisen, welches nahe den Außenkanten des Querschnitts, den Seiten eines Quadrats entsprechend, die Längsarmierung der Säule umschließt. Bei dieser leicht ausführbaren Anordnung wird es sich empfehlen, die Abstände der Verbindungen

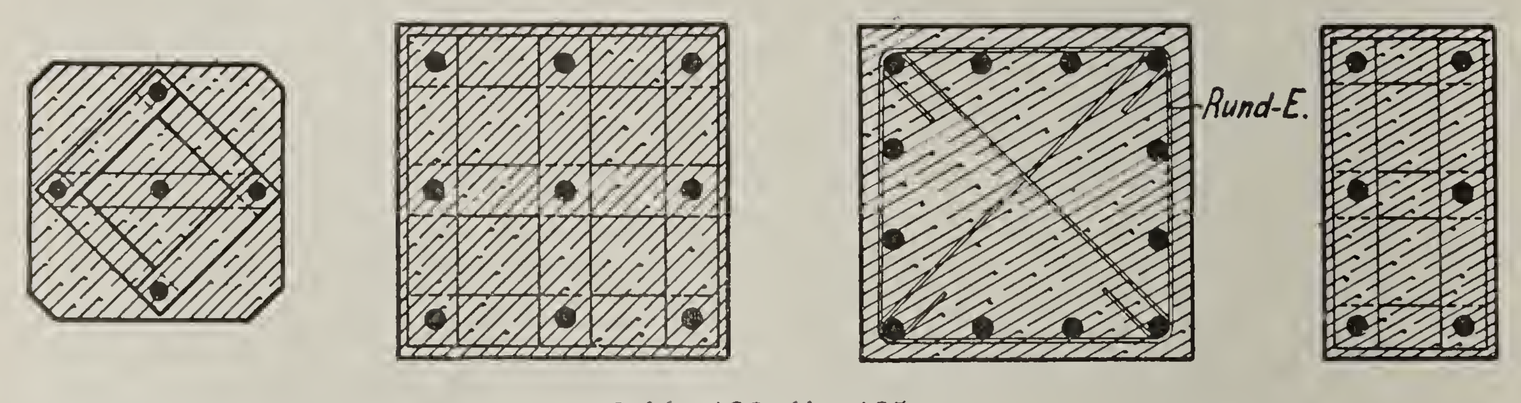


Abb. 182 bis 185.

zu verringern. Einer besonderen Sicherung der Enden der Verbindungsdrähte bedarf es nicht, da die Haftfestigkeit des Betons dieselbe ersetzt.

Bei größeren Querschnitten und dort, wo ein stärkerer Armierungsanteil μ unverhältnismäßig dicke Rundeisen erfordern würde, vermehrt man ihre Anzahl und erhält die Querschnitte, wie sie in den Abb. 182 bis 186 dargestellt sind. Ist die Ausführung hierbei auch etwas schwieriger, so sind damit doch jene Vorteile verbunden, die einer dichten Armierung bezüglich der einheitlichen Wirkung des Betons und Eisens zu eigen sind.

Es unterliegt keiner konstruktiven Schwierigkeit, dem Querschnitt die Form eines Rechteckes (Abb. 185), eines regelmäßigen Vieleckes oder eines Kreises (Abb. 186) zu geben; doch wird mit Rücksicht auf die Schalung den einfachsten Querschnitten, also dem Quadrat und dem Rechteck, der Vorzug einzuräumen sein. Bei kreiszylindrischen Säulen ist die äußere Begrenzung während des Einstampfens am besten durch Blechlehren zu bilden.

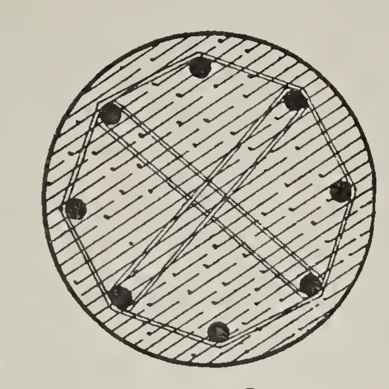


Abb. 186.

In langen Stützen, wie sie bei mehrgeschossigen Gebäuden (Lagerhäusern, Speichern) oder für hohe Wasserbehälter vorkommen, müssen die Rundeisen für die Längsarmierung gestoßen werden. Die Verbindung erfolgt hierbei mittels übergeschobener Gasröhren (Abb. 187) oder unter Weglassung dieser durch unmittelbares Aufeinandersetzen. Wenn sich die Säulen nach oben verjüngen, so läßt man die Stäbe auf eine Strecke s übereinandergreifen, welche zur Übertragung der Druckkräfte erforderlich erscheint. Bezeichnet d_e den Durchmesser der Rundeisen, σ_e die Druckspannung im Eisen, σ_a die zulässige Haftbeanspruchung zwischen Eisen und Beton, so gilt die Beziehung

$$\frac{d_e^2 \pi}{4} \cdot \sigma_e = d_e \pi \, . \, s \, . \, \sigma_a,$$

woraus die Übergreifstrecke

$$s = \frac{\sigma_e}{4 \sigma_a} \cdot d_e.$$

Mit $\alpha = 15$ und einer Betonpressung $\sigma_b = 20$ ist nach Gl. 28 (Seite 33)

$$\sigma_e = 15 \, . \, 20 = 300 \text{ kg/qcm}.$$

Abb. 187.

Da $\sigma_a = 4{,}5$ kg/qcm angenommen werden kann, so beträgt

$$s = 16 \, d_e \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (303.)$$

Der Anschluß einer armierten Rippendecke an die Säule wird in Abb. 191 gezeigt. Die gegen die Stütze nach aufwärts geführten Zugstäbe der Rippe greifen in das Nachbarfeld ein, während die unteren Zugstäbe in gleicher Weise geführt oder in den Säulenschaft nach abwärts gebogen sind. Durch diese innige Verbindung, bei welcher den Schubkräften durch lotrechte oder schräge Bügel aus Flacheisen Rechnung zu tragen ist, werden die negativen Biegungsmomente in die Stützen übertragen, soweit sie sich nicht gegenseitig aufheben, was z. B. bei einseitiger Belastung oder ungleichen Feld-

weiten der Fall ist (s. Abb. 188 und 189). Die Differenz der Momente muß durch den Biegungswiderstand der Säule aufgenommen werden. Die genaue Berechnung ist wegen der mehrfachen statischen Unbestimmtheit

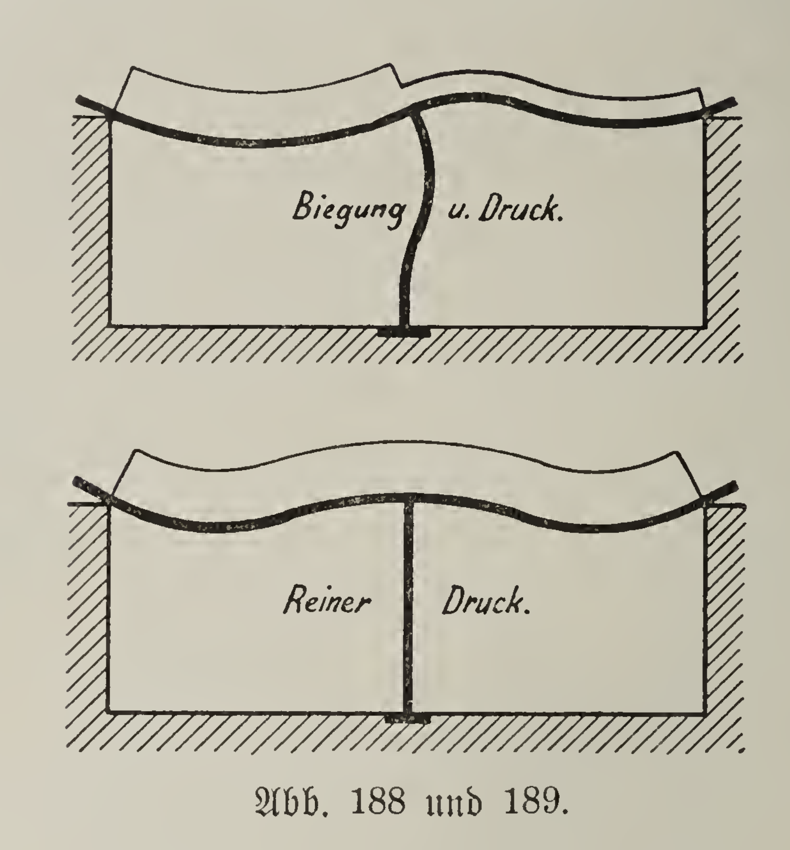


Abb. 188 und 189.

umständlich und in Anbetracht der unsicheren Elastizitätsverhältnisse ohne zwingende Bedeutung. In der Praxis bemißt man daher den Säulenquerschnitt in solchen Fällen meist nur nach der Axialkraft, welche sich aus dem Auflagerdruck des durchgehenden Balkens ergibt. Dächte man sich aber die Kontinuität desselben über den Stützen aufgehoben, so könnte man das Biegungsmoment durch das Drehmoment der Auflagerdrücke B_1 und A_2 für das Feld I, bezw. II (Abb. 190) ersetzen. Trotzdem diese Annahmen mehr oder weniger willkürlich sind, wird man mit ihrer Hilfe doch eine vollständig tragsichere Konstruktion erhalten, da die zulässigen Druckbeanspruchungen des Betons sehr niedrig bemessen werden.

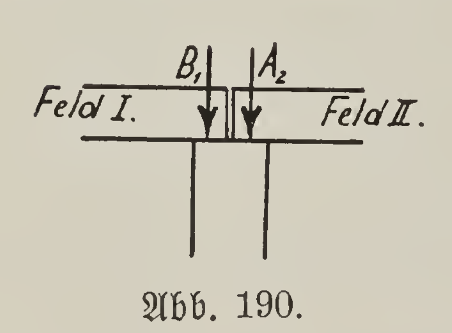


Abb. 190.

Der Säulenfuß wird entweder stumpf auf das Fundament aufgesetzt, wenn dieses genügende Druckfestigkeit besitzt, oder er wird entsprechend verbreitert, wenn er unmittelbar auf dem Baugrund ruhen soll (Abb. 192 und 193).

Die Ausbildung des Fußes erfolgt ähnlich jener der Gußeisensäulen in Form einer armierten Platte, welche durch Betonrippen gegen den Schaft versteift wird. Die Rundeisenstäbe ruhen auf gekreuzten Flacheisen, die zur Verteilung der Eisendrücke dienen.

In Abb. 194 ist ein Säulenfuß zur Darstellung gebracht, welcher auf einer Betonplatte aufliegt. Dieselbe ist innerhalb des Raumes, der von einem Kegel mit 30gradiger Seitenneigung begrenzt wird, durch mehrere Eisennetze verstärkt, deren Zweck die Aufnahme der Biegungsspannungen und der lotrechten Schubkräfte ist.

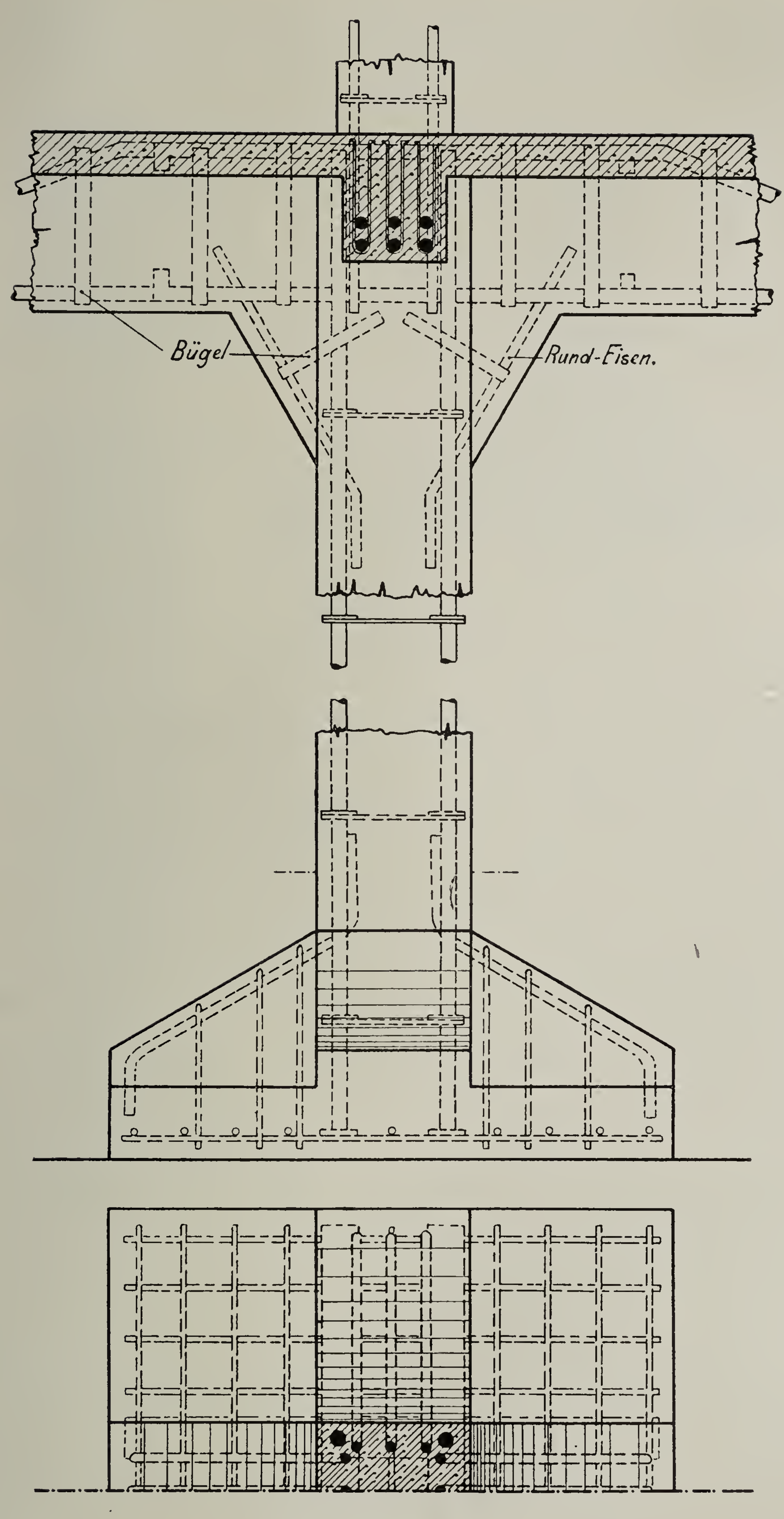


Abb. 191 bis 193.

Eine von der üblichen Rundeisenarmierung abweichende Einlage wendet das System Matrai (Fer-Béton) an. Bei demselben ist die Metallverstärkung aus Drahtkabeln zusammengesetzt, welche nach der in der

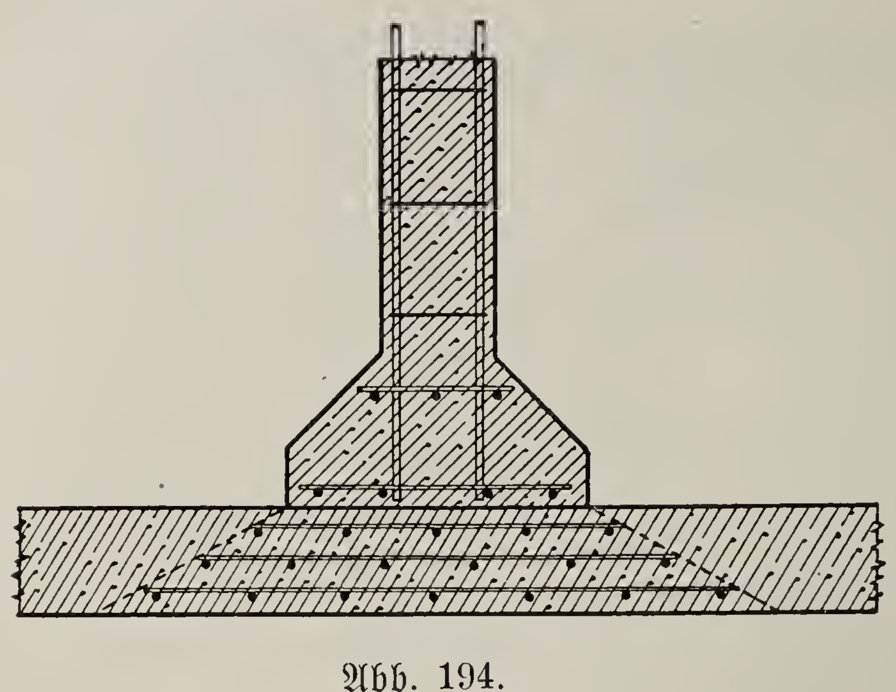


Abb. 194.

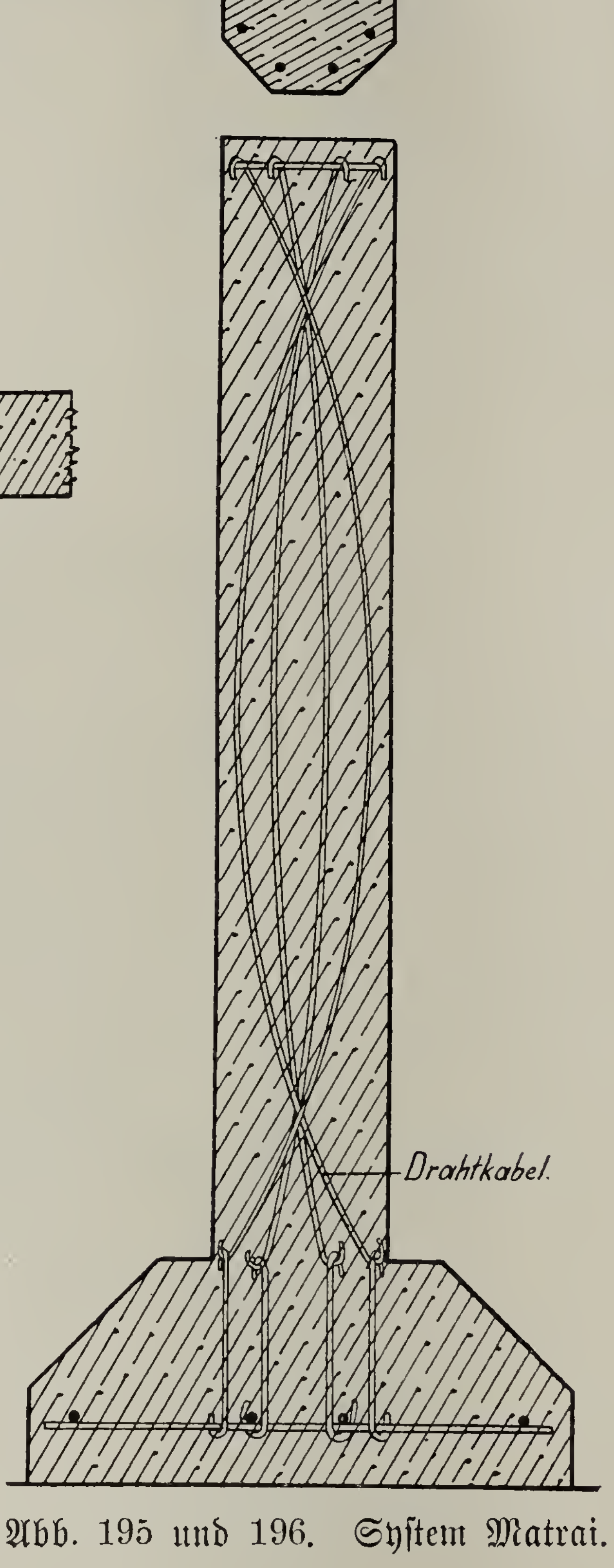


Abb. 195 und 196. System Matrai.

Abb. 196 gezeigten Form gekrümmt und am Kopf und Fuß der Säule verankert sind. Der Vorteil einer solchen Armatur kann natürlich nicht in der Aufnahme von Druckkräften und demnach in einer Entlastung des Betons bestehen, sondern — außer dem indirekten Einfluß, den die Armierung stets auf die Erhöhung der Festigkeit ausübt — in der Biegungsfestigkeit, welche der Säule verliehen wird. Es ist jedoch zu bezweifeln, ob die beschriebene Gestalt der Einlagen diesen Zweck besser erfüllt als die gerade Rundeisenarmierung.

74. Betonumhüllte Eisensäulen.

Die im Hochbau verwendete Schmiedeeisensäule hat neben dem wettbewerbslosen Vorteil kleinen Querschnittes und deshalb geringer Raumbeanspruchung den Fehler, daß sie bei einem Brande ihre Festigkeit einbüßt, zusammenknickt und die auf ihr lastenden Gebäudeteile zum Einsturz bringt. Wenn auch den Gußeisenstützen eine solche große Feuergefährlichkeit nicht nachgesagt werden kann, so bieten doch auch sie nicht jene Sicherheit, die von diesen wichtigsten Konstruktionsgliedern verlangt werden muß. Um hierbei die Benützung des Eisens nicht ausschalten zu müssen, schützt man dasselbe durch Umhüllung mit feuersicheren Materialien vor dem

Belecken der Flamme und dadurch vor einer Erhitzung, bei welcher die Tragfähigkeit aufhört.[1]) Die Ummantelung kann aus Holz (obwohl selbst nicht feuersicher, so bietet dieses doch eine gewisse Zeit Schutz), aus Drahtziegeln mit Mörtelputz, aus Mauerwerk, Asbest, Beton usw. bestehen. Die Einbettung der Säule in Mauerwerk oder Beton bietet wohl die sicherste Gewähr gegen Feuerschäden; insbesondere ist das letztere Material wegen seiner leichten Formungsfähigkeit als das einfachste Schutzmittel zu betrachten, das sich, wie die Erfahrung bei Bränden zeigte, besser als Backsteine, Terrakotten 2c. bewährt hat.

Die Verwendung des Betons ermöglicht die vollständigste Einschließung des Eisens (Abb. 197), der aus ⊏- oder anderen Profilen zusammengesetzten Schmiedeisensäule (Abb. 198 und 199) und den Schutz des Metalls gegen

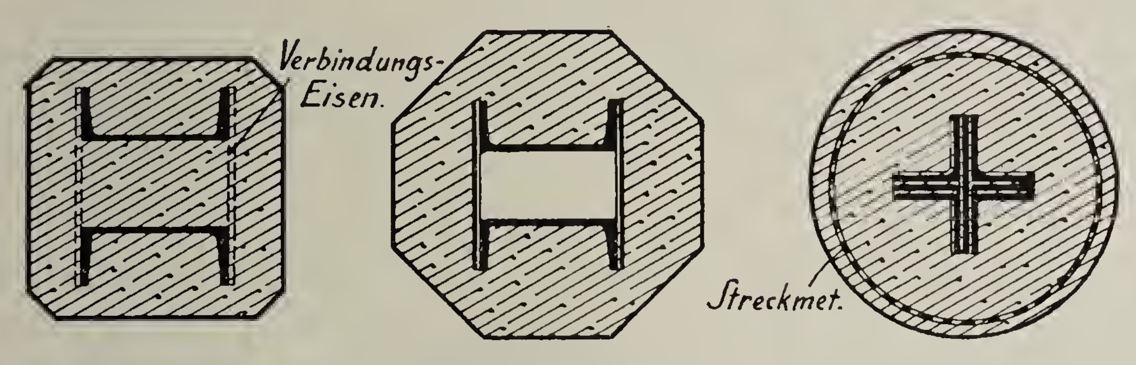


Abb. 197 bis 199.

Rost und Feuer in derselben Weise, wie wir dies bei der Einbettung von kleinen Stäben wissen und voraussetzen. Die Haftkraft beider Stoffe leistet für die dauernde Verbindung derselben auch unter dem Einfluß von Belastungen, Stößen und hohen Temperaturen Bürgschaft. Diese Erkenntnis führt uns dahin, den Beton nicht als Schutzmittel allein zu bewerten, sondern ihn auch für die Kraftübertragung als nutzbar anzusehen. So gelangen wir von der Eisensäule zur Eisenbetonsäule. Das Haftvermögen zwingt den Beton, bei Belastungen dieselbe Verkürzung mitzumachen wie der eiserne Kern; daher muß er in dem Verhältnis der elastischen Formänderungen auch Pressungen erleiden. So vermag die Adhäsion bei einer Inanspruchnahme von nur 2 kg/qcm fast 14 t von einem ⊏-Profil Nr. 20 auf den Beton zu übertragen, wenn eine Länge von 1 m in Betracht gezogen wird. Es unterliegt demnach keinem Zweifel, daß die betonumhüllte Eisensäule (Abb. 197 bis 201) als eine Eisenbetonsäule betrachtet und berechnet werden kann. Es würde jedoch zu einem Widerspruch führen, sofern man die Beanspruchung des Eisens mit nur etwa $\sigma_e = \alpha \cdot \sigma_b = 15 \cdot 20 = 300$ kg/qcm festsetzte; denn die Tragfähigkeit einer Säule von quadratischem Querschnitt mit 30 cm Seitenlänge, die mit 2 ⊏ N. P. 20 armiert ist, betrüge:

$$P = f_b \cdot \sigma_b + f_e \cdot \sigma_e = 900 \cdot 20 + 64{,}4 \cdot 300 = 37\,000 \text{ kg};$$

die reine Eisensäule dagegen hätte bei einer Eisenpressung $\sigma_e = 750$ kg/qcm eine Tragkraft

$$P' = f_e \cdot \sigma_e = 64{,}4 \cdot 750 = 48\,000 \text{ kg}.$$

Diesem augenscheinlichen Irrtum kann nur durch eine angemessene Er-

[1]) Fluß- und Gußeisen verlieren bei etwa 500° C. ihre dauernde Tragfähigkeit. Siehe: Hagn, Schutz von Eisenkonstruktionen gegen Feuer, Berlin 1904.

höhung der zulässigen Betonpressung auf $^{1}/_{5}$ bis $^{1}/_{4}$ der Bruchfestigkeit, also auf 40 bis 50 kg/qcm, begegnet werden, wodurch mit dem

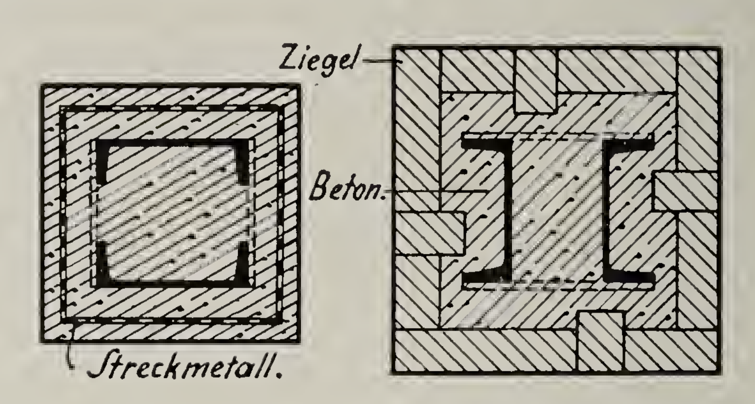


Abb. 200 und 201.

Verhältnis $\alpha = 15$ die Eisenbeanspruchung auf 600 bis 750 kg/qcm stiege. Die als zulässig zu erachtende Säulenbelastung wäre dann in dem vorstehenden Beispiel wenigstens

$$P'' = 74000 \text{ kg}.$$

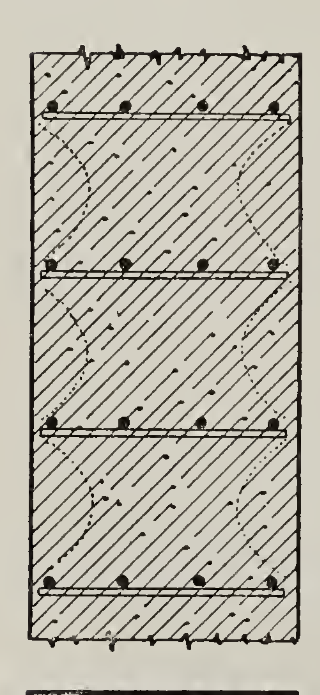
Die betonumhüllte Schmiedeeisensäule hat neben der erhöhten Druckfestigkeit den Vorteil der größeren Knicksicherheit, so daß bei den im Hochbau gebräuchlichen Säulenlängen die ohnehin problematische Knickberechnung ganz entbehrlich werden kann.

Die Konstruktion der Säule kann verschieden ausgebildet werden. Die Abb. 199 und 200 zeigen eine Armierung der äußeren Betonhülle mit Streckmetall; die Abb. 201 führt einen Querschnitt vor, welcher durch eine Ziegelmauerung begrenzt ist und daher einer Schalung beim Betonstampfen nicht bedarf.

75. Quer armierte und umschnürte Betonsäulen.

Eine besondere, vom Wesen der Längseinlagen abweichende Armierung ist in der Quer- sowie in der Spiralarmatur der Druckprismen verwirklicht. Erstere besteht aus Netzen dünner Rundeisenstäbe, die in Abständen, welche die kleinste Querabmessung des Prismas nicht überschreiten, in den zur Achse normalen Querschnitten eingebettet sind (Abb. 202 und 203). Das Haftvermögen der Eisenstäbe sowie die Reibung hemmen das Ausweichen der gedrückten Masse, und es kann deshalb die sogenannte Würfelfestigkeit, bei Verdichtung der Armatur eine noch höhere Widerstandsfähigkeit, zur Geltung kommen.

Die von dem Ingenieur der Amsterdamer Zement-Eisen-Werke L. A. Sanders durchgeführten Versuche bewiesen, daß die Druckfestigkeit von Betonprismen mit Querarmierung jene ohne diese Verstärkung um das Dreifache überschreiten kann. An den Probekörpern zeigte sich, daß der Beton in der Nähe der Eiseneinlagen erhalten blieb, während er sich zwischen denselben in Hyperbelform ablöste.



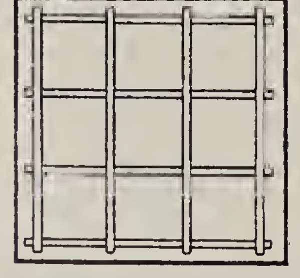


Abb. 202 und 203.

Je geringer die Entfernung der Eisennetze war, desto höher lag die Bruchfestigkeit und näherte sich der Widerstandsfähigkeit spiral umschnürter Zylinder. Die Armierung dieser besteht aus nach der Schraubenlinie geformten Rundeisen, die in der Nähe der Mantelfläche des Zylinders eingebettet sind (Abb. 204 und 205). Die von Considère vorgenommenen Erprobungen erzielten Druckfestigkeiten, welche je nach der Armierungsstärke das 3 bis 4fache der normalen Würfelfestigkeit betrugen.

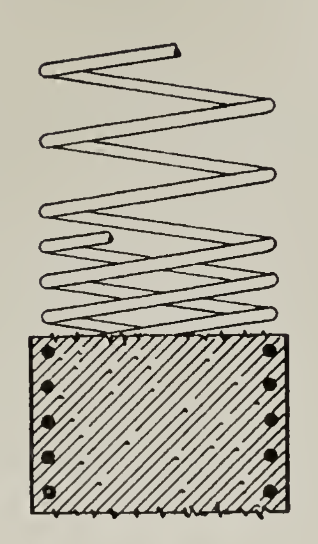




Abb. 204 u. 205.

Die hohen Bruchwiderstände machen die quer armierten und spiral umschnürten Betonsäulen für große Belastungen besonders geeignet, und es unterliegt keinem Zweifel, daß ihnen ein großes Anwendungsgebiet offen steht. Welche bedeutende Veränderung solche Armierungen auf den Beton ausüben, beweist unter anderem auch die Tatsache, daß Zusammendrückungen von 30 bis 50 mm auf 1 m Länge erzeugt werden konnten, ohne daß die Festigkeit aufgehoben worden wäre.[1])

Die Erkenntnis von der nützlichen Wirkung der Querarmierung führt uns dahin, die Querverbände in Säulen mit Längsarmatur nicht mehr mit Rücksicht auf die Knickgefahr der Eisenstäbe allein zu bemessen, sondern sie viel näher einzubetten und dadurch den Bruchwiderstand der Stützen zu vermehren. (Siehe Absatz 29, Seite 69 u. f.)

76. Fabrikmäßig erzeugte Eisenbetonsäulen.

Dieselben Gründe, welche für die Verwendung fabrikmäßig hergestellter Balken maßgebend sind, gelten auch für die Säulen (s. Absatz 66, Seite 130). Ihre Fertigstellung erfolgt entweder in der unmittelbaren Nähe des Bauplatzes, auf dem sie zum Einbau gelangen sollen, oder in besonders eingerichteten Werkstätten. Die erste Art wird vornehmlich dort in Betracht kommen, wo es sich um lange und schwere Stützen handelt, deren Transport gefährlich und kostspielig wäre. Dabei muß jedoch vorausgesetzt werden, daß das Fabrikationsverfahren eine solche Einfachheit besitzt, das umständliche Vorrichtungen und Anlagen entbehrlich macht. In diesem Sinne bietet das System Visintini große Vorteile, welche für die Säulen in gleicher Weise wie für die Balken in Betracht kommen (Absatz 71, Seite 136). Der Gitterkörper besteht aus zwei Gurten von gleicher Stärke, die mit ihrer aus Rundeisen bestehenden Längsarmierung zur Aufnahme der Druckkräfte dienen. Die Verbindung wird aus einem verhältnismäßig schwachen armierten Betongitterwerk gebildet, dessen Knotenpunkts-

[1]) Nicht armierte Betonwürfel bersten bei einer Verkürzung um 1 bis 2 mm auf 1 m Länge; sie sind daher viel weniger plastisch. Dies ist eine ähnliche Erscheinung, wie sie sich nach Considère in der Zugzone nicht armierten und armierten Betons bei der Biegung zeigt.

entfernungen durch das Knickbestreben der Einzelgurte bestimmt sind. Für die Säule als Ganzes kommt wegen des auseinandergezogenen Querschnittes die

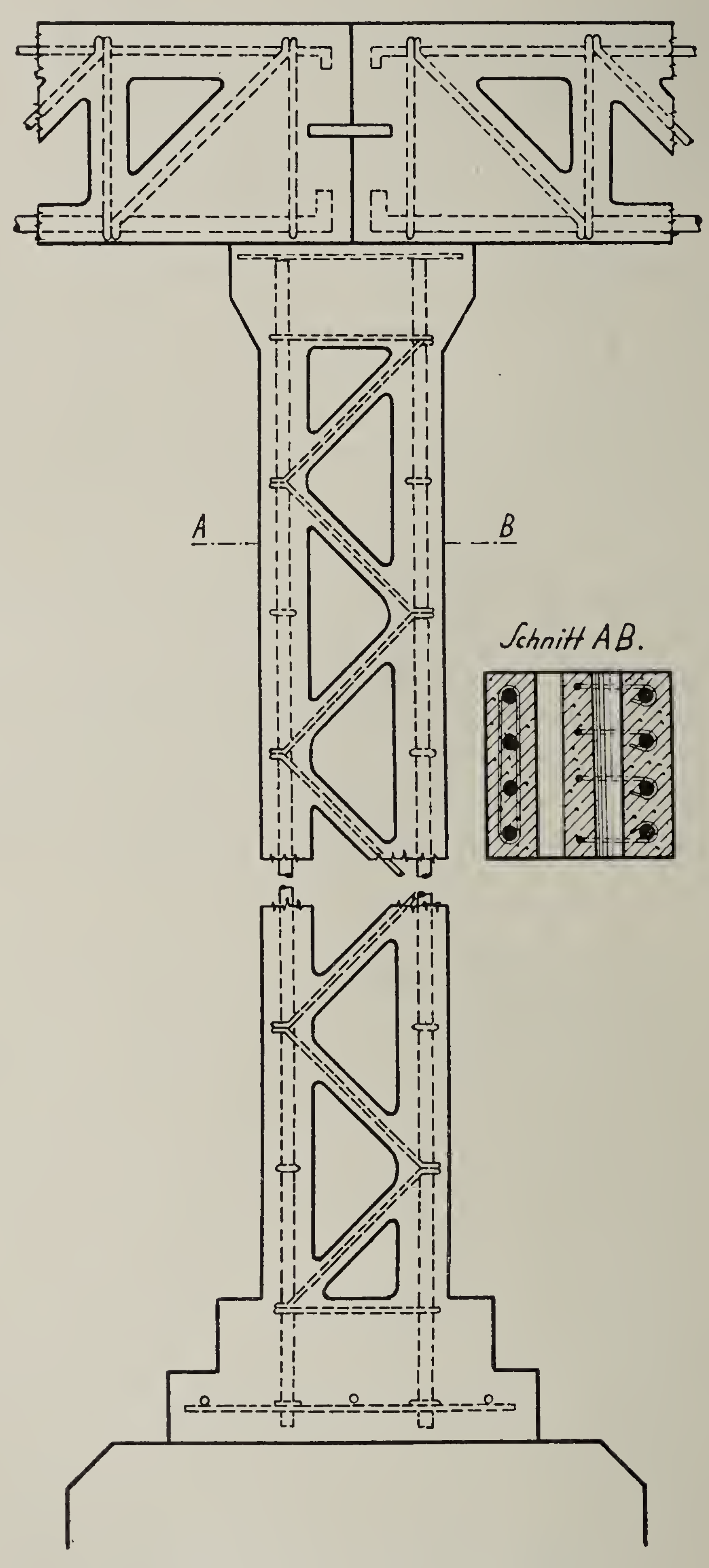


Abb. 206 und 207. System Visintini.

Knickgefahr kaum in Betracht. Der Kopf und Fuß der Stütze ist den zu schaffenden und vorhandenen Auflagerverhältnissen anzupassen und mit dem Schaft einheitlich herzustellen. In den Abb. 206 und 207 sind Querschnitt

und Ansicht der Säule mit darauf ruhendem Unterzuge dargestellt. Für die Sicherung der Konstruktionsteile gegen seitliche Verschiebungen muß durch aus der Betonmasse vorstehende Eisenstäbe, durch Steinklammern u. dergl. Sorge getragen werden.

In statischer Beziehung kommen die in der Mitte der Auflagerflächen angreifenden Stützenreaktionen der Unterzüge als Säulenbelastung zur Berechnung, wobei auf etwaige einseitige Kraftwirkungen Rücksicht zu nehmen ist.

Eine andere Konstruktion fertiger Säulen ist im System Becher (M. Czarnikow & Co., Berlin W.) verwirklicht. Die Säule setzt sich aus einem Schaft mit quadratischem Querschnitt und einer Konsole (Kapitäl) zur Aufnahme der Balken zusammen, die aus Holz, Eisen oder armiertem Beton bestehen können. Die Säulen werden stumpf aufeinandergestoßen; doch empfiehlt sich die Einlage einer dünnen Bleiplatte, um eine gleichmäßige Lastübertragung zu sichern. Die Armierung erfolgt mit vier oder mehr Rundeisen, die durch gelochte Flacheisen verbunden sind. Die Säule kann jede gewünschte architektonische Form erhalten und ist insbesondere den Eisensäulen in bezug auf die Kosten überlegen.

C. Konstruktion von Wänden.

77. Die Konstruktionsprinzipien für Wände und Mauern.

Die Anwendung des Betons für den Bau von Gebäude- und Umschließungsmauern hat nicht jene Ausdehnung gefunden, wie sie in der Ausführung von Balken, Decken und Säulen zutage tritt. Die Gründe hierfür sind mannigfacher Natur. Die Belastungen der Gebäudemauern sind in der Regel verhältnismäßig gering, da die tragenden Elemente in Pfeilern mit kleinem Querschnitt konzentriert werden, welche zur unmittelbaren Aufnahme der aus den Deckenträgern und Unterzügen entstehenden Auflagerdrücke dienen (Abb. 208 und 209). Die zwischen den Pfeilern erforderlichen Mauern, in welchen sich die Lichtöffnungen befinden, haben den Charakter von Füllungswänden, deren Beanspruchungen minimal sind. Während demnach hier die Verwendung eines solch festen Materials wie des Eisenbetons in der Regel nicht zweckmäßig erscheint, ist die Herstellung der ganzen Tragmauer aus armiertem Beton wirtschaftlich weniger vorteilhaft als die aus Ziegelmauerwerk. Auch ist das Aussehen von Betonaußenmauern in ästhetischer Hinsicht nicht befriedigend, sofern das Material an seiner Oberfläche nicht einer besonderen Bearbeitung mit Hammer und Meißel unterworfen oder in fachkundiger Weise mit einer 1 bis 2 cm starken Zementmörtelputzschichte versehen wird. Zur Umgehung dieser Manipulationen wird dem tragenden Eisenbetongerüst des Gebäudes oft eine Backsteinfassade vorgebaut, welche das Konstruktionsmaterial und Konstruktionsprinzip für den Beschauer unsichtbar macht und daher eine Unaufrichtigkeit ist.

Für Wohngebäude haben die dünnen Betonwände den Nachteil, daß

sie die Wärme nicht gut halten, die Feuchtigkeit durchlassen und das Einschlagen von Nägeln sehr schwierig wird. Diese Nachteile können natürlich durch entsprechende Anordnungen behoben werden. Den Einflüssen der Witterung ist durch den Bau von Doppelwänden zu begegnen, zwischen welchen eine Isolierschichte von genügender Dicke verbleibt, während das Einschlagen der Nägel zum Aufhängen von Bildern, Wandschränken u. dergl. dadurch entbehrlich gemacht



Abb. 208. Semaphorhäuschen der Station Oderberg während der Ausführung.

werden kann, daß man an dem oberen Teil der Wände in der Nähe des Plafonds Latten aus Holz oder Metallstäbe befestigt, an welchen die Wandgegenstände aufgehängt werden können. Indessen wird sich die Verwendung der Eisenbetonwände meist auf Industrie- und Handelsbauten, wie Speicher, Magazine, Schuppen, Maschinenhallen usw. beschränken, in welchen sie dem Ziegelmauerwerk gegenüber den Vorteil rascher Herstellung, geringen Gewichtes, kurzer Austrocknungszeit und unbedingter Feuersicherheit besitzen.

In den letzten Jahren sind auch Mauern und Wände in Schulhäusern,

Geschäfts- und Wohngebäuden ganz in Eisenbeton ausgeführt worden, und es bleibt der weiteren Entwicklung vorbehalten, inwieweit die Verwendung moderner Bauweisen auf diesem Gebiete ökonomische Vorteile bieten und in gesundheitlicher Beziehung befriedigen wird.

In statischer Hinsicht werden wir zweierlei Wände und Mauern unterscheiden können, solche, welche in erster Linie zur Übertragung von

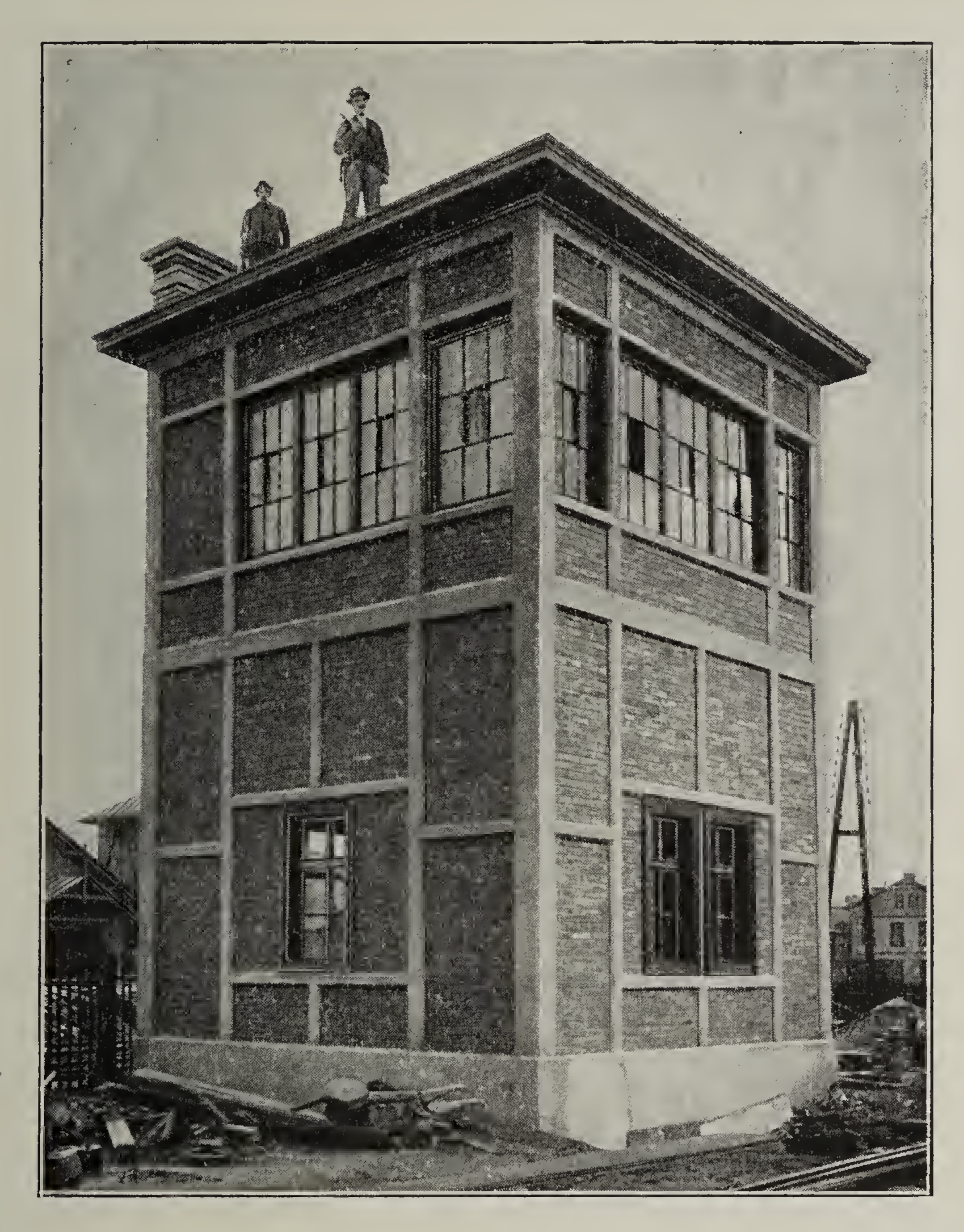


Abb. 209. Semaphorhäuschen der Station Oderberg; Säulen, Riegel, Decken und Dach aus Eisenbeton, Zwischenwände aus Ziegelmauerwerk (Ast & Co., Wien).

Lasten aus den oberen Gebäudeteilen nach unten bestimmt sind und daher hauptsächlich Druckbeanspruchungen erleiden und solche, die den reinen Charakter der Umschließungs-, Teilungs- oder Einfriedungswände besitzen. Diese müssen daher vornehmlich gegen seitliche Kräfte, wie Winddrücke, und bei der Benutzung vorkommende Horizontalbeanspruchungen, z. B. von geschichteten Materialien und durch Stöße, Widerstand zu leisten vermögen, also eine gewisse Biegungsfestigkeit aufweisen. Je nach diesem Zweck ist auch die Armierung verschieden zu gestalten, die dem Beton die verlangte hohe Festigkeit verleiht,

und danach erlangen die Wände mehr den Charakter von Säulen oder von auf Biegung beanspruchten Balken in Plattenform. Als Metalleinlage kommen Rund- oder Flacheisen, Drahtnetze, Streckmetall oder ganze Walzprofile in Betracht. Das durch das Eisenskelett armierte Steinmaterial kann Kies- oder Schlackenbeton, Gips- und Kalkmörtel, gebrannter oder getrockneter künstlicher Stein in Mauerziegel- oder sonstigem Format sein.

Nach den genannten Ausführungsarten sind eine Reihe von Systemen für Mauern und Wände ausgebildet worden, die auf denselben Prinzipien wie die Balken- und Säulenkonstruktionen beruhen. Sie sollen hier in Wände unterschieden werden, deren Füllmasse Beton oder Mörtel ist und in solche, welche als armierte Steinwände im engeren Sinne zu bezeichnen sind.

78. Armierte Betonwände.

Für Teilungs- und Umschließungswände, welche keine Lasten aufzunehmen haben, genügt eine Stärke von 5 bis 10 cm. Die Armierung besteht aus den wagerechten Trag- und den lotrechten Verteilungsstäben, welche in der Mitte der Wände einzubetten sind (Abb. 210 und 211). Im Falle bedeutende seitliche Beanspruchungen auftreten, oder wenn die Wandfläche eine

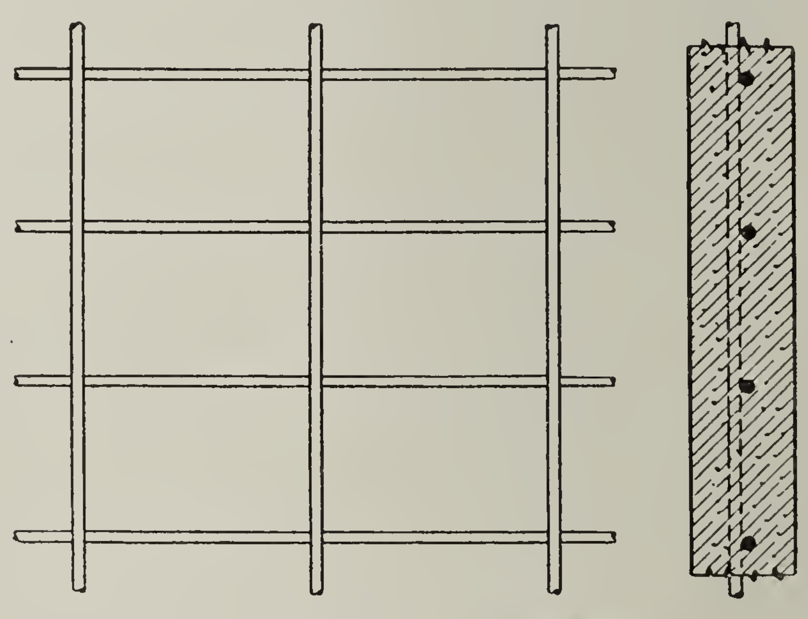


Abb. 210 und 211. Monierwand.

große Längen- und Höhenausdehnung besitzt, wie auch dann, wenn ihre Dicke aus besonderen Gründen, z. B. wegen der dekorativen Behandlung, groß anzunehmen ist, legt man zwei Systeme von Eisengerippen in der Nähe der Begrenzungsflächen des Betonkörpers, ähnlich den doppelt armierten Balken, ein. Die Verbindung einer solchen Monier-Wand mit Ziegelmauerwerk erfolgt in der Weise, daß man die Horizontalstäbe 5 bis 10 cm in die Backsteinfugen eingreifen läßt.

Die armierten Wände haben auch in vertikalem Sinne eine bedeutende Tragfähigkeit. Es ist deshalb meist nicht notwendig, besondere Tragkonstruktionen für ihre Unterstützung, wie solche bei den gewöhnlichen Ziegelsteinwänden erforderlich sind, anzuordnen, da die Gewichte unmittelbar auf die anschließenden Mauern oder Pfeiler in Gestalt von Auflagerdrücken

übertragen werden. Die ganze Betonwand wirkt als ein schmaler, hoher, in der Regel eingespannter Balken. Bei größeren Spannweiten dürfte es vorteilhaft sein, die Tragstäbe nach der Gewölbelinie zu formen, sie gegen die Mitte nach aufwärts zu biegen.

Eine dem Monierschen Prinzip ähnliche Anordnung zeigt das System Hennebique, welches von der Konstruktion der Balken und Stützen sinngemäß auf den Bau von Wänden und Mauern übertragen wird (Abb. 212 und 213).

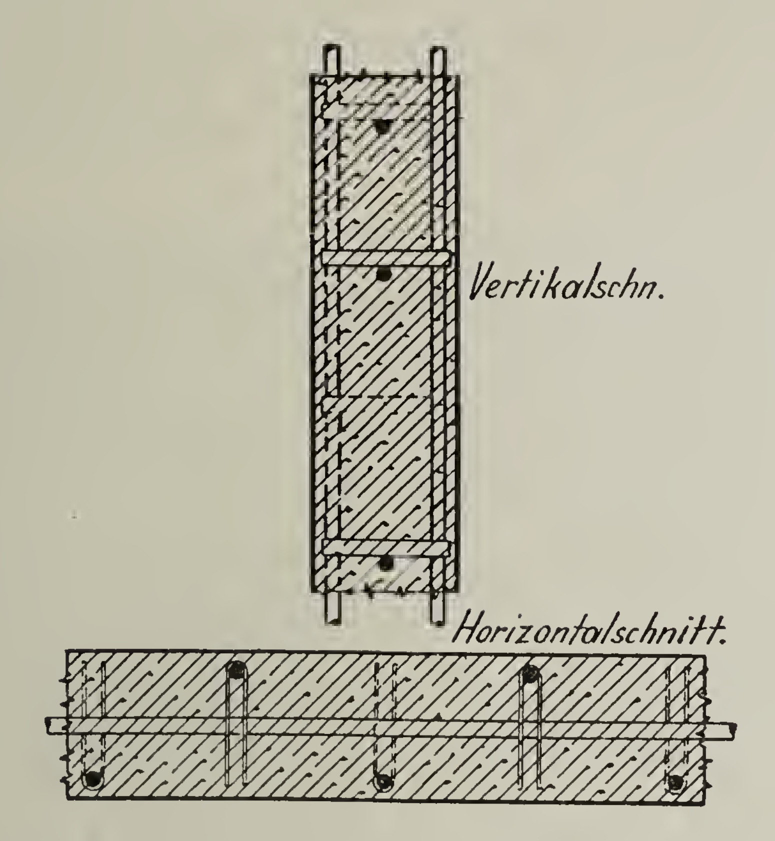


Abb. 212 und 113. Mauer nach System Hennebique.

Die Armierung im System Rabitz besteht aus einem galvanisierten Drahtnetz von etwa 1 mm Dicke und 20 mm Maschenweite, welches zwischen einem die Wand begrenzenden Holzrahmen, zwischen gewalzten Profilen, Winkeln oder Rundeisenstäben mit Haken und Schrauben fest eingespannt ist, wodurch die Festigkeit der Wand verbürgt wird. Bei größeren Flächen sind zur Erhöhung

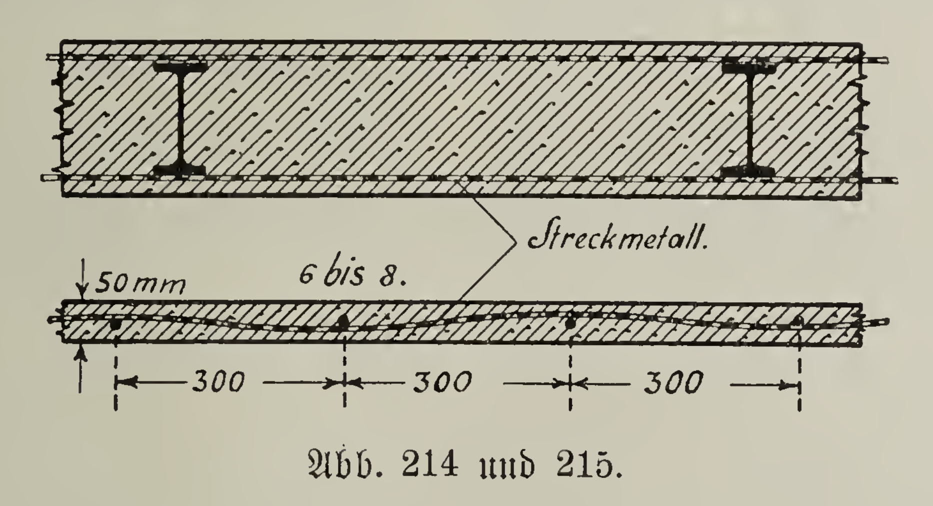


Abb. 214 und 215.

des Biegungswiderstandes noch besondere vertikale, horizontale oder diagonale Versteifungsstäbe aus Rundeisen einzulegen. Die Dicke der Rabitzwände beträgt 3 bis 5 cm; bei doppelten Wänden läßt man einen Zwischenraum von 5 cm. Die Füllmasse besteht aus einem mit Leimwasser angemachten Gips-Kalkmörtel.

Das Rabitz-Drahtgewebe wird vorteilhaft durch Streckmetall ersetzt, mit Hilfe dessen massive oder hohle Wände hergestellt werden können. Die Abb. 214 zeigt eine massive Tragwand unter Verwendung von **I**-Trägern, während die Abb. 215 den Horizontalschnitt einer Abteilungswand darstellt, deren Verspannung mittels dünner Rundeisenstäbe erfolgt, welche abwechselnd auf der einen und anderen Seite des Streckmetalls eingebettet sind. In ähnlicher Weise werden hohle Wände ausgeführt, wobei sich eine Gesamtdicke von 12 cm und mehr ergibt.

In neuester Zeit stellt man massive lichtdurchlassende Wände aus Glasbausteinen her, deren Fugen aus Zementmörtel bestehen und die mit Eisendrähten armiert sind.

79. Armierte Steinwände System Prüß u. a.

Die Prüßsche Patentwände G. m. b. H. in Berlin SW. und ihre Lizenznehmer stellen eine durch die D.R.P. 113048 und 113077 geschützte Wandkonstruktion her, welche in bezug auf Billigkeit, Solidität und leichte Ausführung gegenüber den gestampften Betonmauern und den Mörtelwänden eine Reihe von Vorzügen aufweist. Die Armierung besteht aus lotrechten und wagerechten, in zwei verschiedenen Ebenen straff nebeneinander gespannten Bandeisen von $1\frac{1}{4} \times 26$ mm Stärke, deren Abstände voneinander etwa 53 cm betragen. Die so entstehenden quadratischen Felder werden mit porösen,

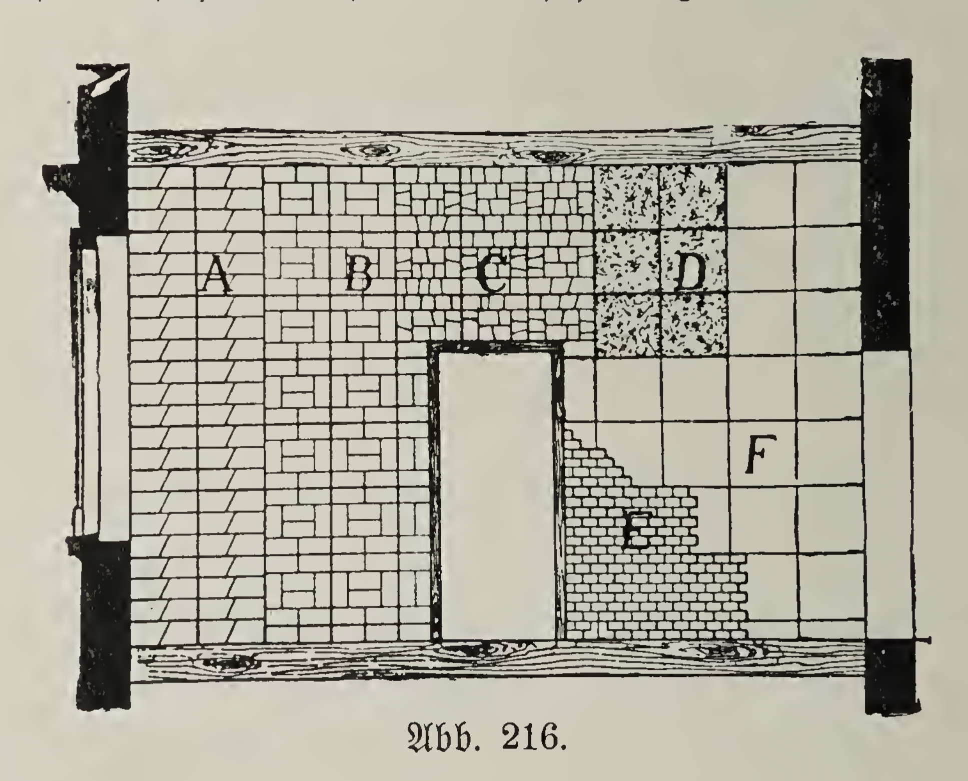


Abb. 216.

gesetzlich geschützten Trapezsteinen (A in Abb. 216), mit hochkantigen Mauersteinen (B), mit Platten (C), welche aus Bruchsteinen und Ziegelbrocken mit Mörtel bestehen, mit Kiesbetonplatten (D) oder mit Verblendsteinen (E) ausgemauert, so daß die Bandeisen vom Zementmörtel vollständig eingehüllt und gegen Rost und Feuer geschützt sind.

Die Wände werden in 1/4 und 1/2 Stein Stärke ausgeführt. Die Anfertigung und Einsetzung der Platten, deren Größe 51 cm im Quadrat

beträgt, erfolgt nach einem besonderen patentierten Verfahren. Das Ausmauern mit gewöhnlichen Steinen geschieht in der Weise, daß zuerst in Entfernungen von 53 cm die vertikalen Bandeisen gespannt werden, wonach die erste Schichte gemauert wird. Nach Einlegung des ersten horizontalen Bandeisens erfolgt die weitere Aufführung des Mauerwerks, in welches nach Fertigstellung von je 52 cm Höhe ein weiteres Horizontalbandeisen eingespannt wird. Alle Bandeisen sind mittels Haken an den Seitenwänden, an Füllhölzern, Walzeisen oder an den Decken und Fußböden straff zu ziehen (Abb. 217).

Die Wände nach System Prüß haben sich sowohl für Innen- wie für Außenwände bewährt. Ihre Kosten stellen sich den einer $^1/_2$ Stein

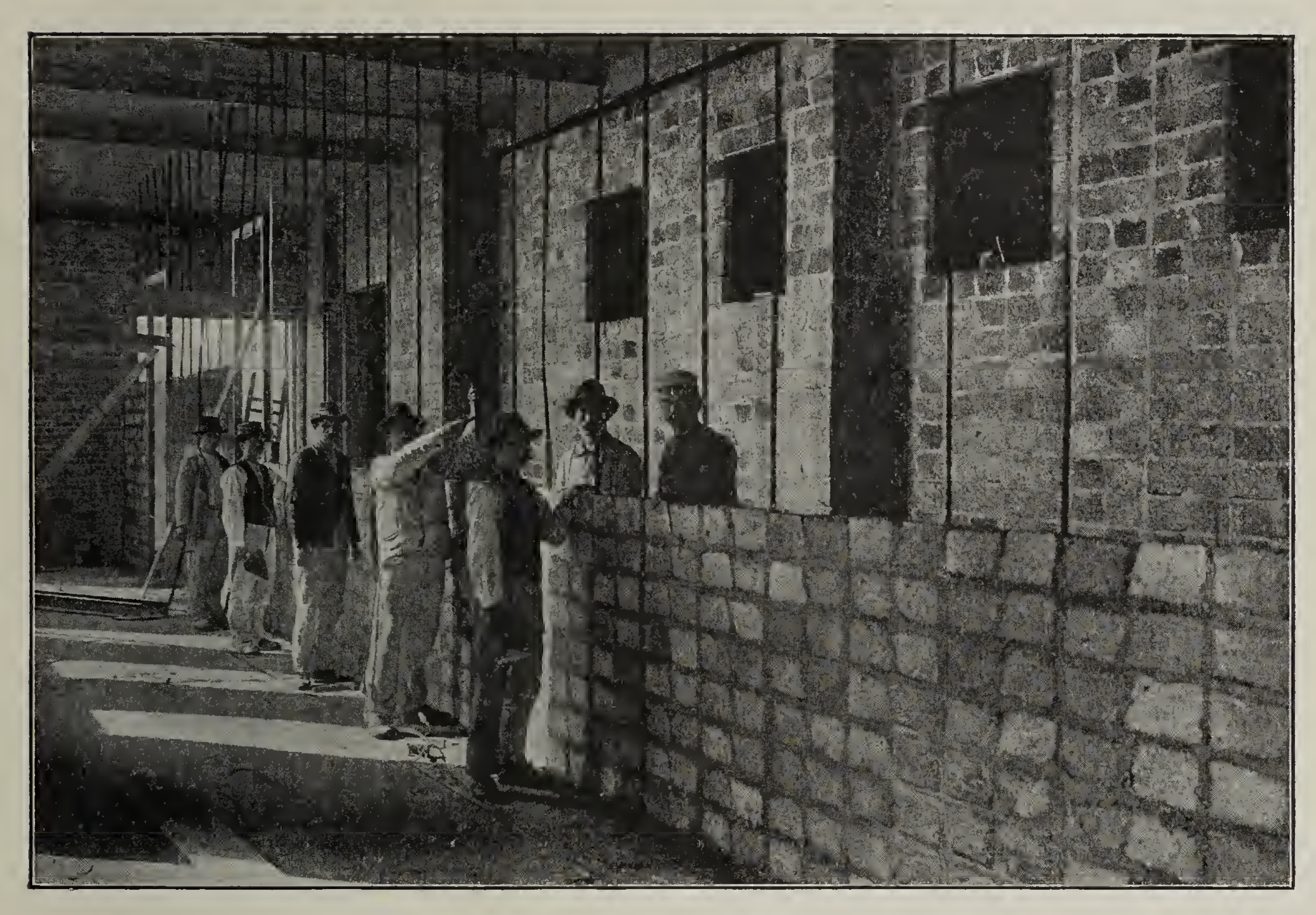


Abb. 217. Ausführung der Prüßschen Patentwand.

starken Ziegelmauer in Zementmörtel ungefähr gleich. Die Biegungsfestigkeit und das Tragvermögen für lotrechte Kräfte ist sehr bedeutend; sie können sich bis 10 m und auch mehr frei tragen. Ihre Anwendung ist demgemäß eine sehr mannigfache. Sie eignen sich insbesondere für landwirtschaftliche Gebäude wie Scheunen und Ställe, ferner für Schuppen, Silos und Eislagerhäuser, aber auch für Wohngebäude, wie Arbeiterhäuser und Villen. Die Außenmauern müssen hierbei aus Doppelwänden mit dazwischen liegender 15 bis 20 cm starker Luftisolierschichte hergestellt werden, die sich bezüglich der Wärmehaltung und der anderen Witterungseinflüsse gut bewährt haben. Sie eignen sich auch sehr gut für Umfriedungs- und Gartenmauern, wobei dem System der große Vorteil zu statten kommt, daß es wegen seiner großen Tragfähigkeit keiner durchgehenden Fundierung bedarf, die mit Hilfe einzelstehender Pfeiler

erfolgt. Das geringe Gewicht gestattet, die Steinwand ohne große Gründungskosten auch in schlechtem Baugrund zur Anwendung zu bringen. Dieselben Vorteile kommen den inneren Scheidewänden zugute, da die sonst erforderlichen Unterzüge entbehrlich werden.

Für die Ausführung bedarf man keiner geschulten Arbeiter, da sich jeder Maurer bald einarbeitet.

Von zahlreichen anderen Konstruktionen sei die Hohlsteinwand von Jul. Donoth erwähnt. Sie wird in 10 cm Stärke bis 10 m Länge und 5 m Höhe freitragend ausgeführt und erhält eine aus einem 5 mm starken entsprechend gebogenen Rundeisen bestehende Armierung. Ihre Kosten stellen sich auf etwa 3,50 ℳ für das qm.

D. Treppenanlagen.

80. Der armierte Beton im Treppenbau.

Der Hauptnutzen der bewehrten Betontreppen besteht neben den anderen vorteilhaften Eigenschaften, welche dem Eisenbeton im allgemeinen und insbesondere bezüglich seiner Formungsfähigkeit innewohnen, in der Sicherheit, mit der sie bei Bränden Widerstand zu leisten vermögen. Die in Wohngebäuden verwendeten Eichenholztreppen werden gegen den Angriff der Flammen von unten mit einer Mörtelputzschichte versehen, welche imstande ist, das Holz wenigstens auf eine gewisse Zeit vor dem Verbrennen zu schützen. Länger andauernden und hohen Temperaturen kann es jedoch nicht widerstehen. Allerdings bleiben Holztreppen zur Not — ohne Einsturzgefahr — noch tragfähig, auch nachdem sie bereits vom Feuer erfaßt sind, wodurch sie sich vorteilhaft von Treppen aus Stein und besonders aus Granit oder Marmor unterscheiden. Wie die Erfahrung bei Feuersbrünsten gezeigt hat, brechen dieselben bei der Beleckung durch Stichflammen außerordentlich leicht ab, wodurch die ganze Treppenanlage zerstört werden kann.[1]) Diese Gefahr ist insbesondere bei freitragenden, an einer Seite in der Mauer eingespannten Steinstufen groß und verringert sich wesentlich bei Verwendung eiserner Träger, welche glutsicher ummantelt sind. Auch kann vollständig aus Eisen hergestellten Treppenanlagen ohne Verkleidung im allgemeinen kaum der Sicherheitsgrad für ihre Begehbarkeit bei Feuer zugesprochen werden, den man hölzernen Stiegen beimißt.

Die Einführung des armierten Betons in den Treppenbau stellt daher gerade mit Rücksicht auf die Feuersicherheit einen großen Fortschritt dar, dem sich erhöhte Tragsicherheit und leichte Herstellung zugesellen. Die Treppe kann ohne Schwierigkeit jedwede Form erhalten, sie kann ein- und mehrarmig, freitragend oder durch besondere Tragkonstruktionen unterstützt hergestellt werden. Die Verwendung des Betons erstreckt sich auf einzelne Teile

---

[1]) Brand in Wien, Kandlgasse 11, Mitteilung in der Zeitschrift des österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1903, Nr. 7.

oder auf die ganze Konstruktion; sie erfolgt unter Benützung eiserner Treppenwangen oder mit Ausschluß eiserner Träger als vollkommen einheitlicher Steinbau einschließlich der Trittstufen. Auch einzelne Betonstufen mit Eisenverstärkung finden und zwar in gleicher Weise wie die Stufen aus Naturstein Verwendung. Häufig wird nur die Tragkonstruktion aus armiertem Beton ausgeführt, während die aus künstlichem oder natürlichem Stein bestehenden Stufen aufgelegt und daher außer der Abnützung keinen

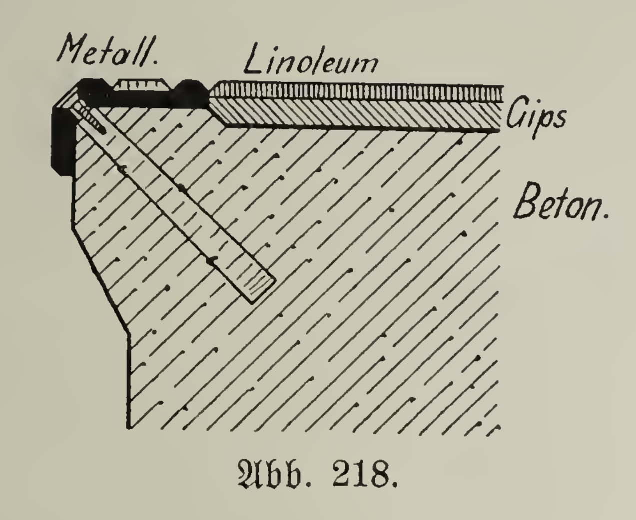


Abb. 218.

Beanspruchungen ausgesetzt sind. Hat man die Trittstufen aus Beton hergestellt, so belegt man dieselben mit Holz, hartgebrannten Steinen, mit Marmor, oder man versieht die Trittflächen mit einem Fußbodenbelag (z. B. Linoleum), wobei die Kanten durch Winkeleisen, Messingstäbe u. dergl., welche am Beton befestigt sind, entsprechend geschützt werden müssen (Abb. 218). Bei Vermeidung einer besonderen Verkleidung der Stufen ist der Beton mit einer fetten Mörtelschichte (1 : 1 bis 1 : 2) abzudecken, welche gegen die Abnützung genügende Festigkeit besitzt. Den Stufen kann durch Bearbeitung mit Hammer und Meißel auch das Aussehen des natürlichen Steines gegeben werden.

81. Treppen mit Verwendung eiserner Träger.

Die Anordnung der Podest- und Wangenträger unterscheidet sich im wesentlichen von jener der eisernen und gewölbten Treppen nicht. Die Träger bestehen in der Regel aus I- oder C-Eisen, seltener sind es genietete Balken. Sie dienen als Auflager für die Podestplatten, bezw. die Treppendecke und sind auf einer Stiegenseite gewöhnlich durch das aufgehende Mauerwerk ersetzt. Die Konstruktion der Podest- und Treppendecken erfolgt nach denselben Prinzipien und Systemen, die im Deckenbau zur Verwendung gelangen. Die Abb. 219 stellt den Schnitt durch einen Podest- und Treppenarm dar, welche nach dem Moniersystem ausgeführt sind. Die Platten schließen sich mit voutenförmigen Verstärkungen gegen die eisernen Träger an, welche, wie die Abb. 220 und 221 zeigen, mit Drahtziegel oder Streckmetall ummantelt sind, worauf eine Zementmörtelschichte aufgetragen ist. Während in Abb. 219 und dem dazugehörigen Schnitt in Abb. 220 die eisernen Träger so tief liegen, daß die ganze Breite des Treppenarmes nutzbar wird, veranschaulicht Abb. 221

eine von oben sichtbare Wange, wobei die Unteransicht eine durchgehende ebene Fläche, bezw. ein Moniergewölbe bildet. Die Trittstufen können gleichzeitig mit der Monier-Platte hergestellt oder nachträglich aufgebaut werden.

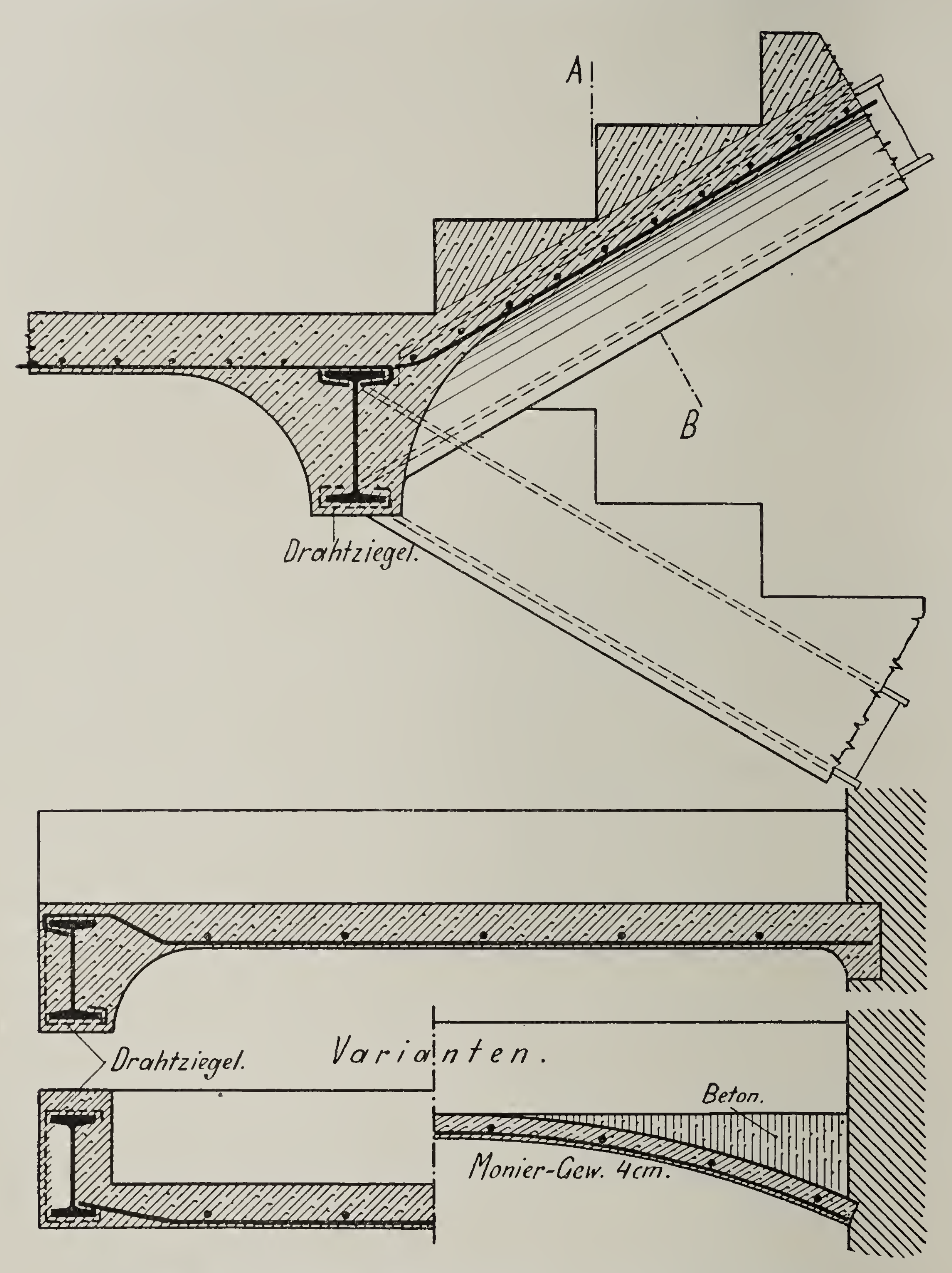


Abb. 219 bis 221. Moniertreppen mit eisernen Wangen.

Es unterliegt keiner Schwierigkeit, an Stelle der beschriebenen Betonplatte eine andere Tragkonstruktion auszuführen. In den Abb. 222 und 223 sind zwei Schnitte einer nach dem Deckensystem Kleine ausgeführten Treppe dargestellt (s. Absatz 61, Seite 123). Die Stufen werden durch Aufmauerungen gebildet, welche mit Holz verkleidet sind.

Die große Tragfähigkeit des armierten Betons gestattet auch, die eisernen

Stiegenwangen dadurch entbehrlich zu machen, daß man zwischen den Podestträgern ansteigende armierte Betongewölbe nach System Monier oder

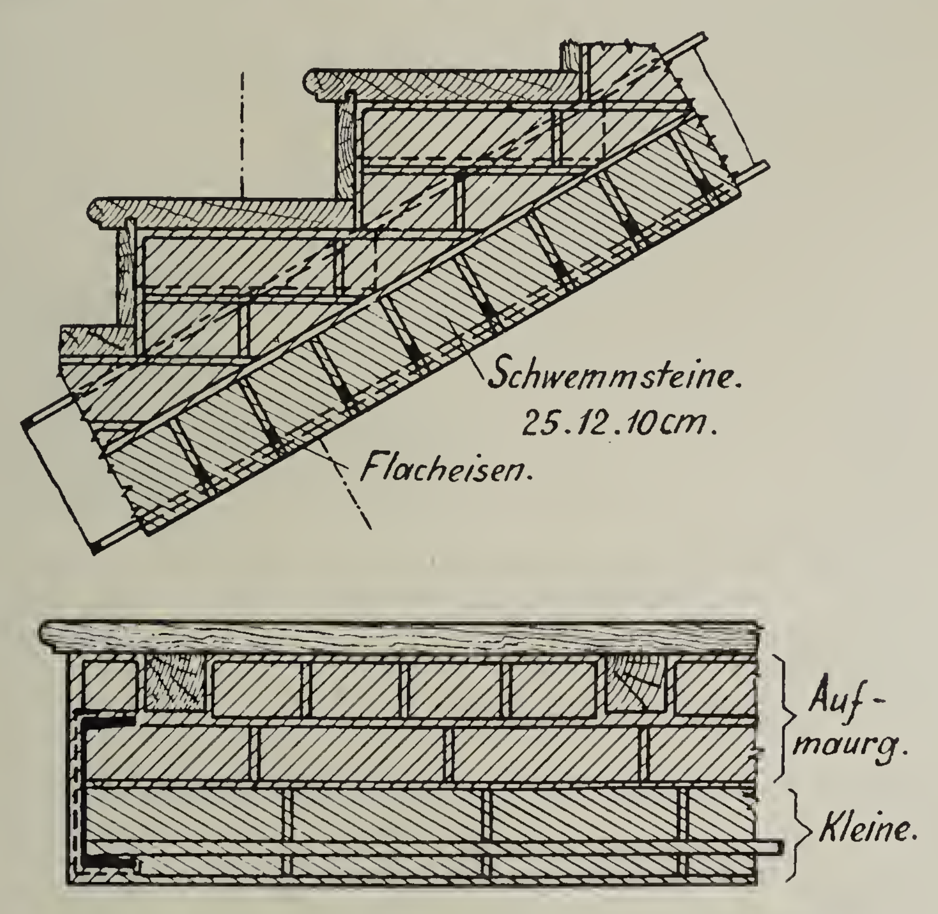


Abb. 222 und 223. Treppe nach Bauart Kleine.

eine schiefe ebene Platte von genügender Biegungsfestigkeit einbaut. Die erstere Konstruktion ist in den Abb. 224 und 225 wiedergegeben. Auf dem relativ

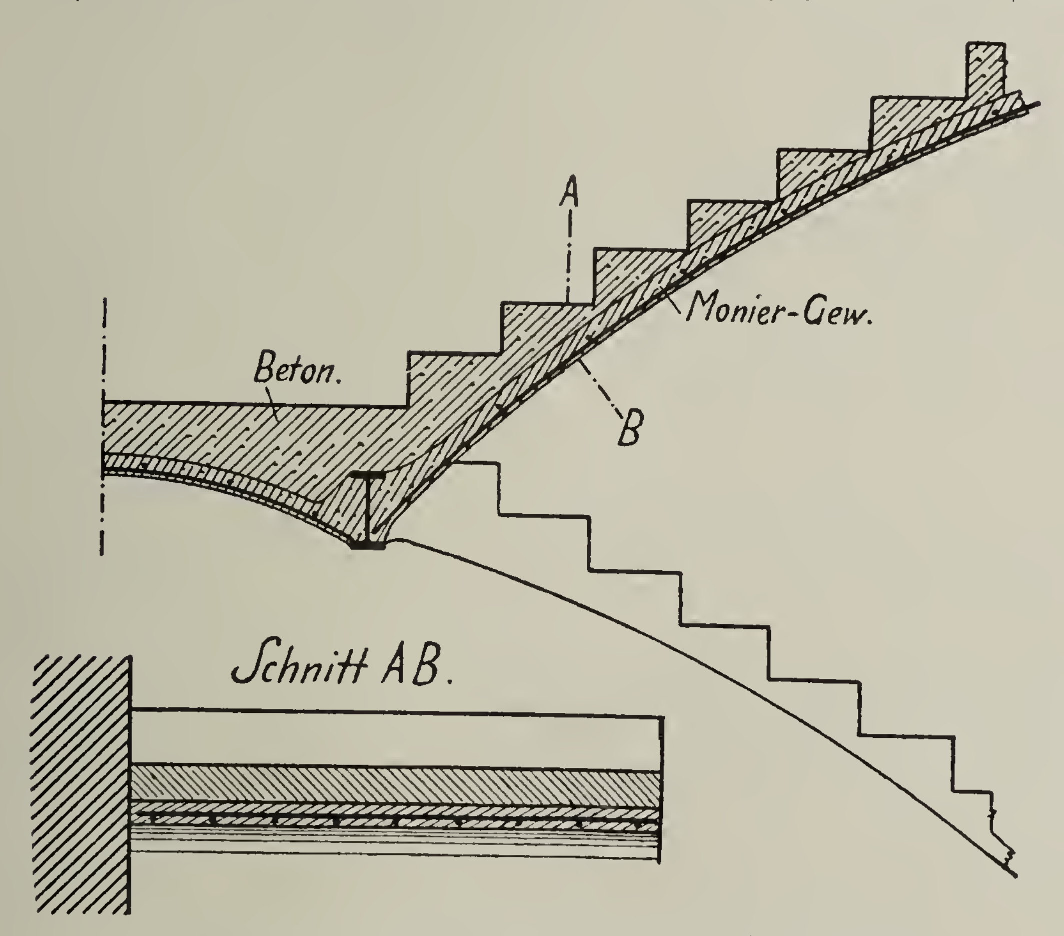


Abb. 224 und 225. Moniergewölbe-Treppe.

dünnen Bogen, welcher sich mit den Kämpfern gegen die Unterflanschen der Podestträger lehnt, wird der Beton in Stufenform aufgebracht.

In den Abb. 226 bis 228 ist eine Treppe nach dem System der Helmschen Horizontaldecken abgebildet. Diese von M. Czarnikow & Co. in Berlin W. ausgeführte Konstruktion charakterisiert sich durch die Verwendung hochgestellter Flacheisen, welche in leichtem Schlackenbeton eingebettet sind,

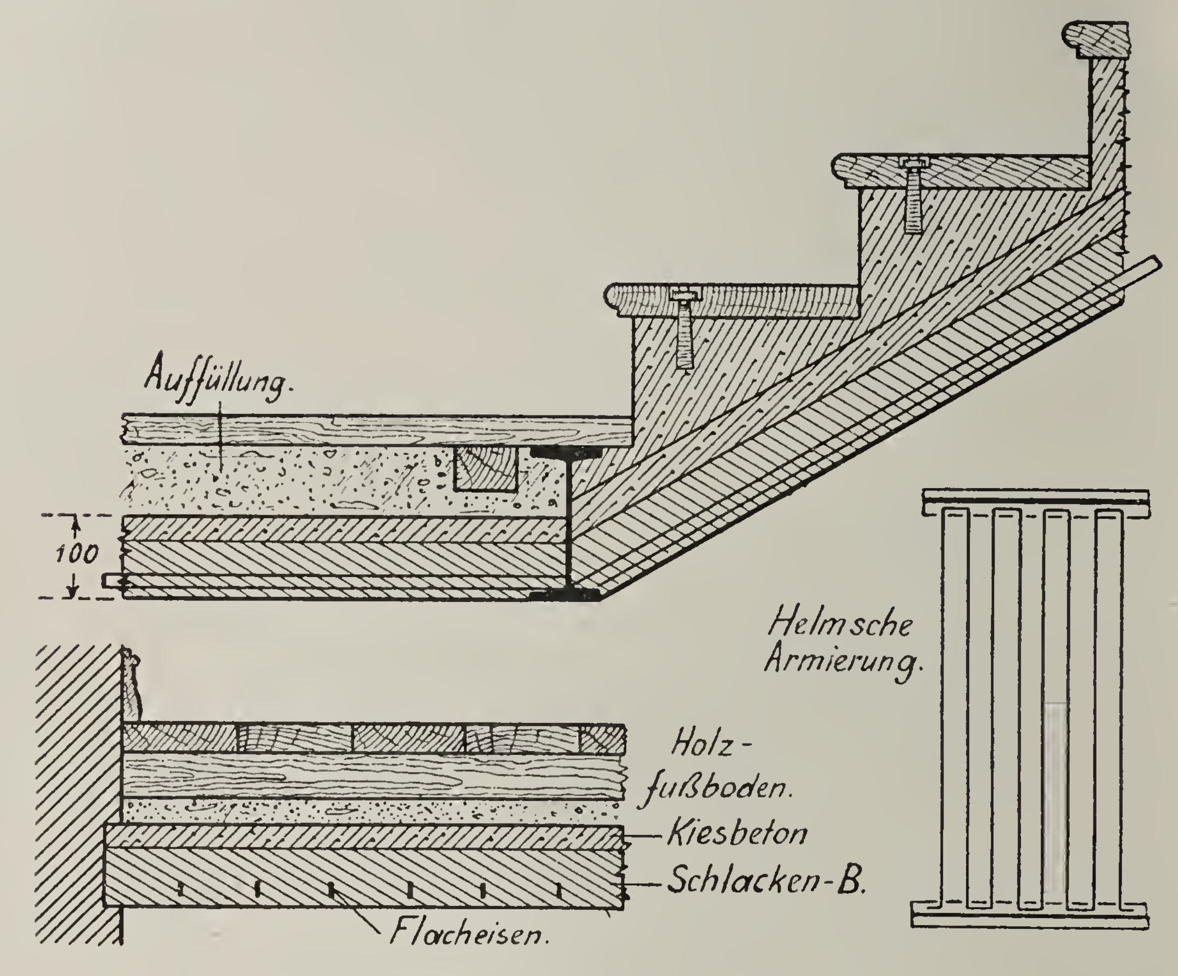


Abb. 226 bis 228. Treppe im Deckensystem Helm.

während die obere Schichte der Platte aus druckfestem Kiesbeton hergestellt ist. Die Benützung eines leichten Materiales in der Zugzone (etwa $^2/_3$) vermindert das Eigengewicht und vergrößert daher die Tragfähigkeit. Auch haftet der Putz sehr gut am Schlackenbeton (vergl. die Eggert-Bauweise, Absatz 64, Seite 126).

Neben anderen Armierungssystemen ist mit großem Vorteil auch das Streckmetall zu verwenden.

82. Trägerlose Treppen.

Je nach der Breite und der Belastung wird die Konstruktion einer Treppenanlage bei Ausschluß eiserner Hilfsträger verschiedene Formen annehmen. In der Hauptsache werden zwei Fälle möglich sein; die Stiege kann freitragend in der Treppenmauer eingespannt hergestellt sein, oder es werden armierte Betonwangen zur Unterstützung erforderlich, welche die eisernen Träger ersetzen (s. Absatz 52). Bei der ersten Anordnung (Abb. 229 und 230) sind die Treppenstufen als auskragende Balken zu betrachten, deren Armierung mit Rücksicht auf die Zugspannungen vornehmlich in der Nähe der Oberkante verlaufen und in die (Beton-) Wand hineinragen muß. Momente und Querkräfte sind an der Einspannstelle am größten. Bei der Hennebiqueschen Bauweise werden letztere durch vertikale Bügel aufgenommen, deren Entfernungen

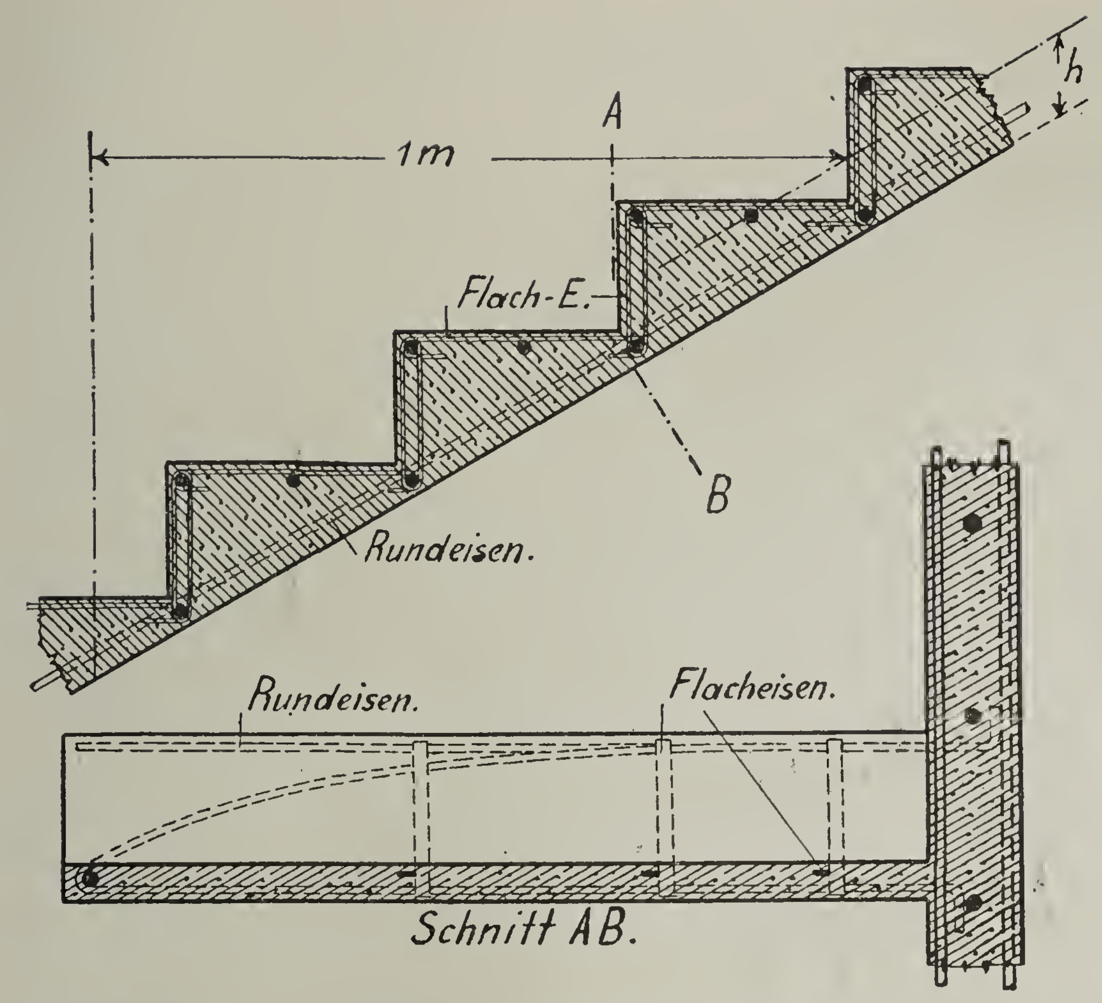


Abb. 229 und 230. Freitragende Hennebique-Treppe.

gegen das Stufenende wachsen. Die Tragkonstruktion und die Stufenauftritte sind hier zweckmäßig einheitlich herzustellen; die Eisenstäbe liegen dann in der Nähe der Trittflächen; die nutzbare Höhe und der Biegungswiderstand sind größer. Zur Vermeidung einer umständlichen statischen Berechnung denkt man

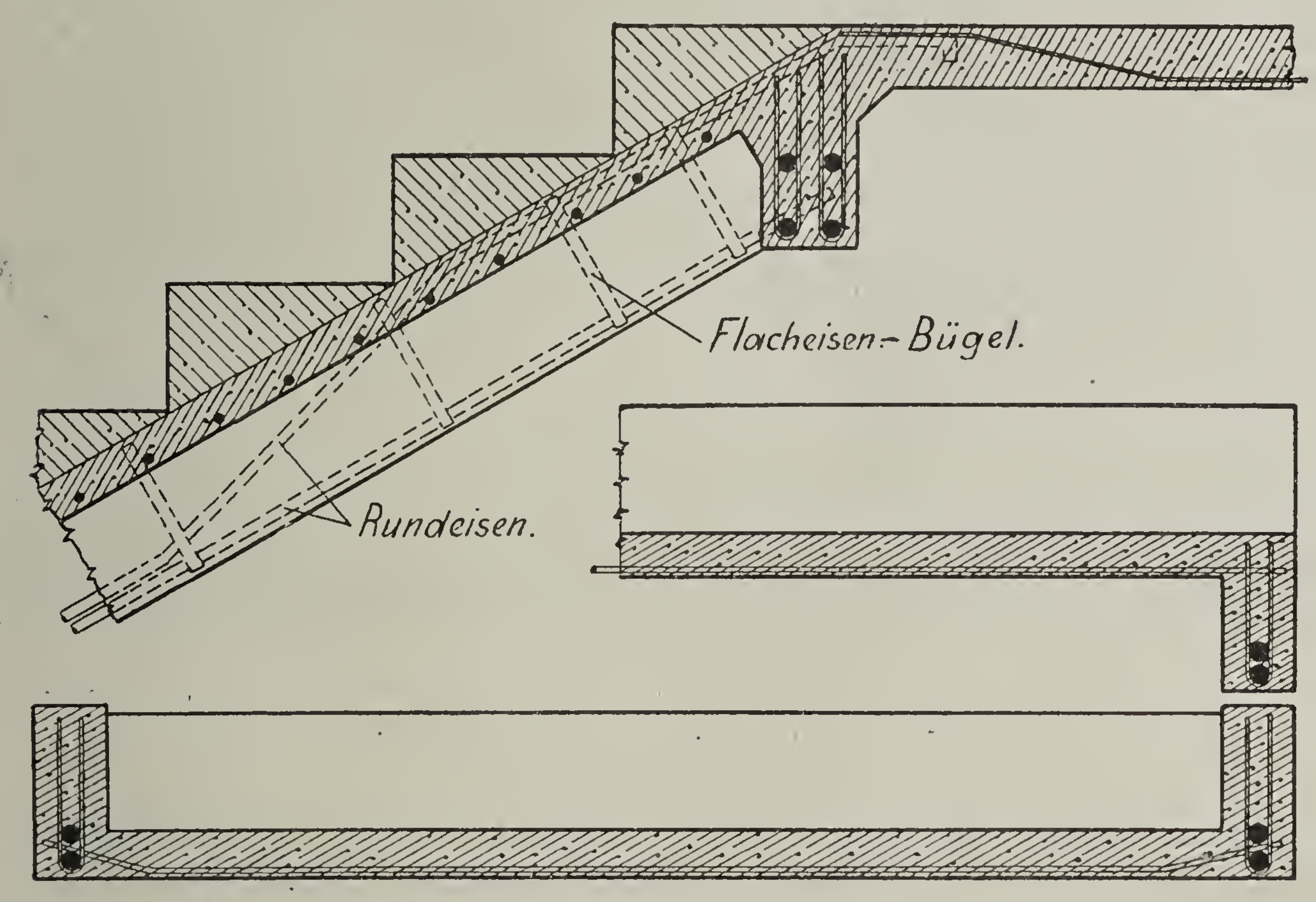


Abb. 231 bis 233. Treppe auf Wangen aus Eisenbeton.

sich den Eisenquerschnitt auf einer mittleren Linie (Abb. 229) verteilt, deren lotrechter Abstand von der Druckkante die nutzbare Höhe h beträgt. Die Be-



Abb. 234. Freitragende dreiarmige Hennebique-Treppe von R. Wolle auf der deutschen Städteausstellung in Dresden 1903.

stimmung der erforderlichen Abmessungen ist daher auf den einfachen Fall eines rechteckigen Querschnitts zurückgeführt, für welchen die Tabelle II (Absatz 24, Seite 46 und 47) anzuwenden ist.

Bei sehr starken Belastungen und großen Stufenlängen, sowie dann, wenn das Mauerwerk keine genügende Sicherheit für die Einspannung bietet, oder wenn es fehlt, sind armierte Podest- und Wangenträger anzuordnen, auf welchen die Treppendecke und die Stufen aufruhen (Abb. 231 bis 233). Diese Betonträger sind in derselben Weise wie die sogenannten Rippenbalken mit geraden und abgebogenen Eiseneinlagen, sowie mit Schubfestigkeits-Bügeln auszuführen (Hennebique-System und verwandte Bauweisen). Für die Berechnung kann ein Teil der Treppendeckenplatte als mittragend betrachtet werden, und es unterscheidet sich daher die Bemessung des Querschnittes

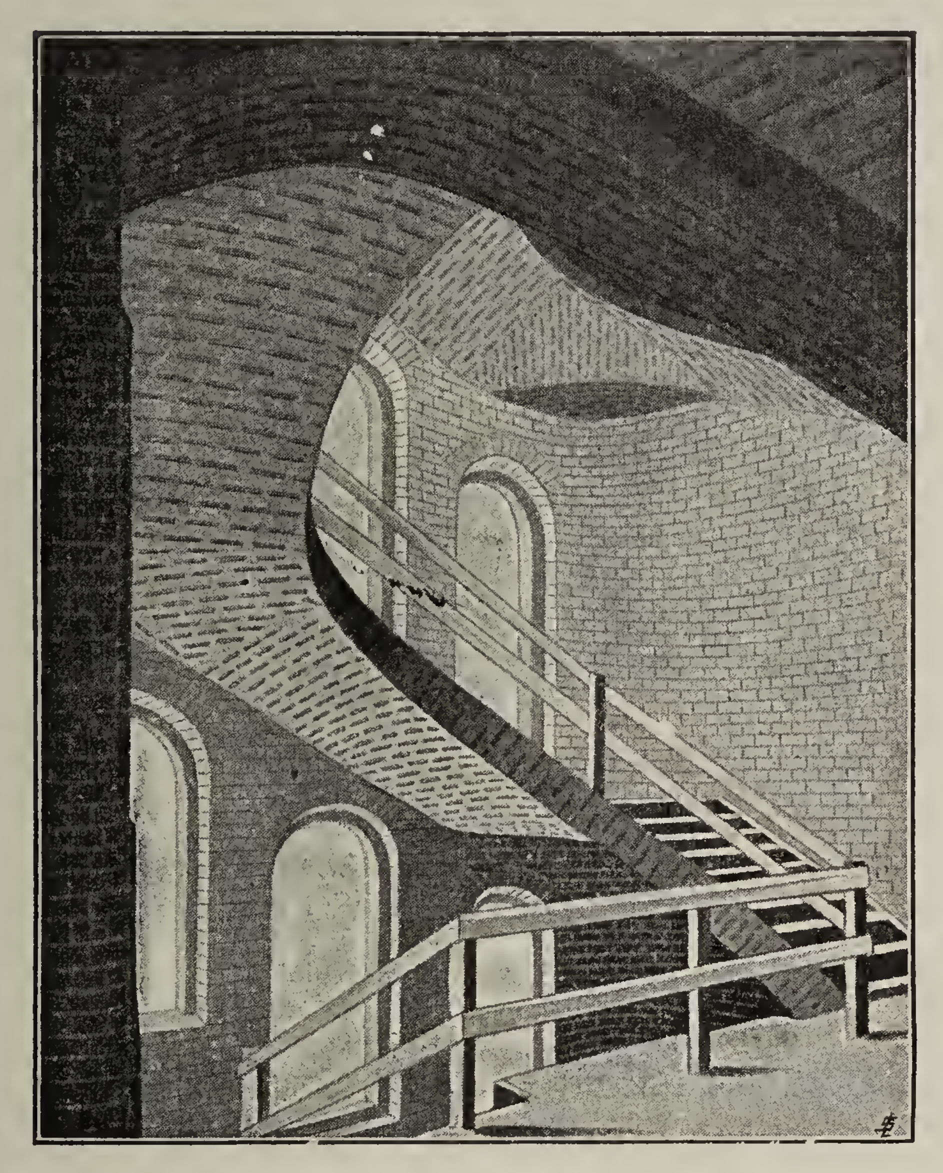


Abb. 235. Freitragende Eggert-Treppe im Rathaus zu Hannover.

an Beton und Eisen von jener der Rippenbalken (Plattenbalken) nicht (Tabelle IV und VI, Absatz 26, Seite 50 u. f.). Eine kühne freitragende Eisenbetontreppe (Hennebique) zeigt die Abb. 234.

Außer den in Kiesbeton hergestellten trägerlosen Treppen werden auch solche nach dem System Eggert (s. Absatz 64) ausgeführt (Abb. 235).

83. Fertige Eisenbetonstufen.

Eine gewisse Bedeutung im Treppenbau haben die fabrikmäßig erzeugten Stiegenstufen aus Beton mit Eisenbewehrung erlangt. Sie werden mit rechteckigem oder mit dem bekannten Dreiecksquerschnitt (Abb. 236 und 237) durch

Pressen, Stampfen oder Gießen in Formen hergestellt und können wie Natursteine bearbeitet werden. Durch Vermischung der Zementmörtelmasse mit dem Mehl farbiger Natursteine verleiht man ihnen jede gewünschte Farbe und Struktur, welche an geschliffenen Flächen zu schönem Ausdruck gelangt, so daß dieses Kunstprodukt von Marmor- oder Granitstufen kaum zu unterscheiden ist. Die Armierung besteht in der Regel aus mehreren Rundstäben, welche an der oberen oder unteren Fläche eingebettet sind, je nachdem die Stufen durch Einspannung in den Mauern freitragen oder beiderseitige Unterstützung erhalten sollen. Ihr Einbau erfolgt in derselben Weise wie der von Natursteinstufen, denen sie jedoch in bezug auf Trag- und Feuersicherheit überlegen sind.

Die näherungsweise Berechnung einer einzelnen armierten Betonstufe, welche an der einen Seite eingespannt ist und an der anderen frei auskragt, ist für den Dreiecksquerschnitt in folgender Weise durchzuführen (s. Abb. 236):

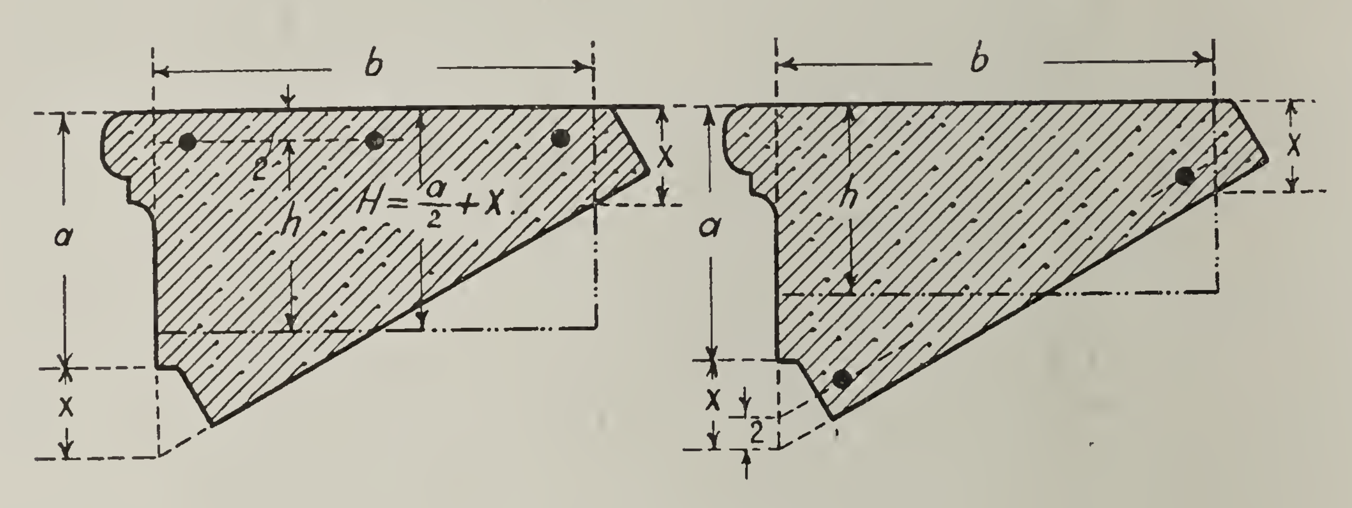


Abb. 236 und 237.

Es bezeichne a die Stufenhöhe in m,
b die Stufenbreite in m,
x die lotrecht gemessene Verstärkung in cm,
g das Eigengewicht der Stufe auf 1 m Länge in t,
p die Nutzlast der Treppe einschließlich Belag in t/qm,
q die Gesamtbelastung der Stufe auf 1 m Länge in t.

Dann ist das größte Biegungsmoment bei einer Auskragung von 1 m

$$M' = \frac{q\,l^2}{2}.$$

Beziehen wir das Moment auf 1 m Breite, so wird

$$M = \frac{q\,l^2}{2\,b}.$$

Da $q = g + bp$, so ist auch

$$M = \frac{l^2}{2}\left(\frac{g}{b} + p\right).$$

Den dreiecksähnlichen Querschnitt ersetzen wir durch ein Rechteck, dessen Breite b und dessen Höhe $H = \frac{a}{2} + x$ ist. Die Nutzhöhe beträgt h.

Nach der Formel 121 (Absatz 24, Seite 44) ist

$$h^{cm} = 12{,}4 \,.\, \sqrt{M^{m\,t/m}}.$$

Mit Einführung des obigen Wertes für M ergibt sich

$$h^{cm} = 12{,}4 \cdot \sqrt{\frac{l^2}{2}\left(\frac{g}{b} + p\right)} = 8{,}77 \cdot l \cdot \sqrt{\frac{g}{b} + p}.$$

Liegen die Eisenstäbe 2 cm vom oberen Rande entfernt, so ist

$$h + 2 = H = \frac{100\,a}{2} + x,$$

woraus

$$x = h + 2 - 50\,a,$$

oder

$$x = 2 - 50\,a + 8{,}8 \,.\, l \cdot \sqrt{\frac{g}{b} + p} \quad . \; . \; . \; . \quad (304.)$$

Das Gewicht der Betonstufe kann im Mittel mit $g = 0{,}11$ t/m angenommen werden.

Die Armierung hat nach Gl. 119 (Absatz 24, Seite 44)

$$\mu = \frac{3}{400}$$

des Betonquerschnitts zu betragen, also

$$f_e = \frac{3}{400} \cdot 100\, b \cdot h = \frac{3}{4}\, b\, h,$$

oder mit Einsetzung von h

$$f_e = 6{,}6 \,.\, b\, l \cdot \sqrt{\frac{g}{b} + p} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (305.)$$

Beispiel: $a = 0{,}17$, $b = 0{,}30$, $l = 1{,}5$ m, $g = 0{,}11$, $p = 0{,}4$ t/qm.

Mit den Gl. 304 und 305 ergibt sich

$$x = 5{,}1 \text{ cm und } f_e = 2{,}6 \text{ qcm};$$

also sind 3 Rundstäbe von 11 mm erforderlich.

Für die beiderseits aufruhende, an der Unterseite armierte Stufe (Abb. 237) gelten mit

$$M = \frac{l^2}{8}\left(\frac{g}{b} + p\right)$$

die Beziehungen:

$$h^{cm} = 4{,}38 \,.\, l \cdot \sqrt{\frac{g}{b} + p}.$$

$$x = 2 - 50\,a + 4{,}4 \,.\, l \cdot \sqrt{\frac{g}{b} + p} \quad . \; . \; . \; . \quad (306.)$$

$$f_e = 3{,}3\,b\,.\,l \cdot \sqrt{\frac{g}{b} + p} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (307.)$$

Abb. 238 und 239. Treppenstufe nach System Visintini.

Eine wesentlich andere Konstruktion fertiger Stufen zeigen die Abb. 238 und 239 in der Form von Gitterträgern nach System Visintini (Absatz 71). Sie eignen sich besonders dort, wo die Zuführung von Licht durch die Treppen erwünscht ist.

E. Dächer und Kuppeln.

84. Form und Dichtung der Dächer.

Nach den Konstruktionsprinzipien unterscheiden sich die Dächer von den Decken nicht. Ihr Aufbau erfolgt mit Zuhilfenahme eines eisernen Gerippes oder unter Vermeidung dieses als einheitliches trägerloses System. Je nach dem Zweck des Daches, der Benützung der Dachräume und nach der gewünschten Wirkung auf den Beschauer wird die äußere Form verschieden sein. Es können horizontale Dächer — Terrassen — mit geringen Teilneigungen zur Abführung der Niederschläge, schwach geneigte und steile Dachformen hergestellt werden. Auch wählt man die Gestalt von Gewölben, deren Horizontalschub durch Zugeisenstangen aufgenommen wird, oder von Kuppeln bei kreisförmigen oder elliptischen Grundrissen.

Da die Belastung der Dächer vorwiegend aus ihrem Eigengewicht und erst in zweiter Linie aus Schnee und Winddruck besteht, so daß die Nutzlast flacher Dächer 70 bis 100 kg/qm nicht übersteigt, so sind ihre Abmessungen im Vergleich zu den Deckenkonstruktionen minimal.

Dem Einfluß starker Temperaturschwankungen auf die Längenänderungen muß insbesondere bei sehr langen Dächern durch die Aussparung von Dilatationsfugen Rechnung getragen werden. Legt man dieselben mit 1 cm Dicke in Abständen von etwa 10 m, so sind schädliche Risse nicht mehr zu befürchten.

Von großer Wichtigkeit ist die wasserdichte Abdeckung, da die filigranen Abmessungen des Betons das Durchdringen der Nässe nicht sicher verhindern. Die Mittel, mit welchen die gewünschte Wirkung erzielt wird, sind im allgemeinen dieselben wie bei den gewöhnlichen Dächern, und ihre Verwendung hängt wesentlich davon ab, wie weit die Befestigung am Beton gelingt. Hierzu kann man sich aus der Mörtelmasse vorstehender Eisenstäbchen

bedienen, an welche ein Lattenwerk angeschlossen wird, oder man verwendet einbetonierte Holzleisten, welche eine Schalung tragen.

Flache Dächer erhalten eine Abdeckung aus Holzzement, Asphaltpappe, Dachpixpappe, Asphaltfilzplatten usw. Bei steilen Dächern genügt wohl auch ein Überzug aus fettem, dichtem Zementmörtel; indessen wird einem der üblichen Eindeckungsmittel der Vorzug einzuräumen sein. Da die einfachste Methode am billigsten, zweckmäßigsten und haltbarsten ist, so wird eine Deckung mit Schiefern vorteilhaft sein, welche unmittelbar auf den Beton wie auf Holzschalung aufgenagelt werden. Hierbei wird vorausgesetzt, daß der Beton bei Vornahme der Arbeit noch so weich, bezw. so wenig erhärtet ist, daß die Nagelung möglich ist. Hierzu soll der Schlackenbeton besonders geeignet sein, da er langsamer erhärtet; außerdem besitzt er den Vorteil großer Leichtigkeit und deshalb vielfache Verwendung. Kiesbeton dürfte unter normalen Verhältnissen noch nach 5 bis 8 Tagen nagelbar sein.

85. Armierte Stein- und Betondächer auf Eisentragern.

Was die Armierung und das Material anbelangt, so sind für die Herstellung der Dächer fast alle Systeme brauchbar, welche für die Konstruktion der Decken Verwendung finden. Die Abb. 240 stellt den Schnitt durch ein schwach geneigtes Dach dar, das aus einer etwa 4 cm starken Betondecke zwischen 80 bis 100 cm entfernten eisernen Trägern besteht, welche auf

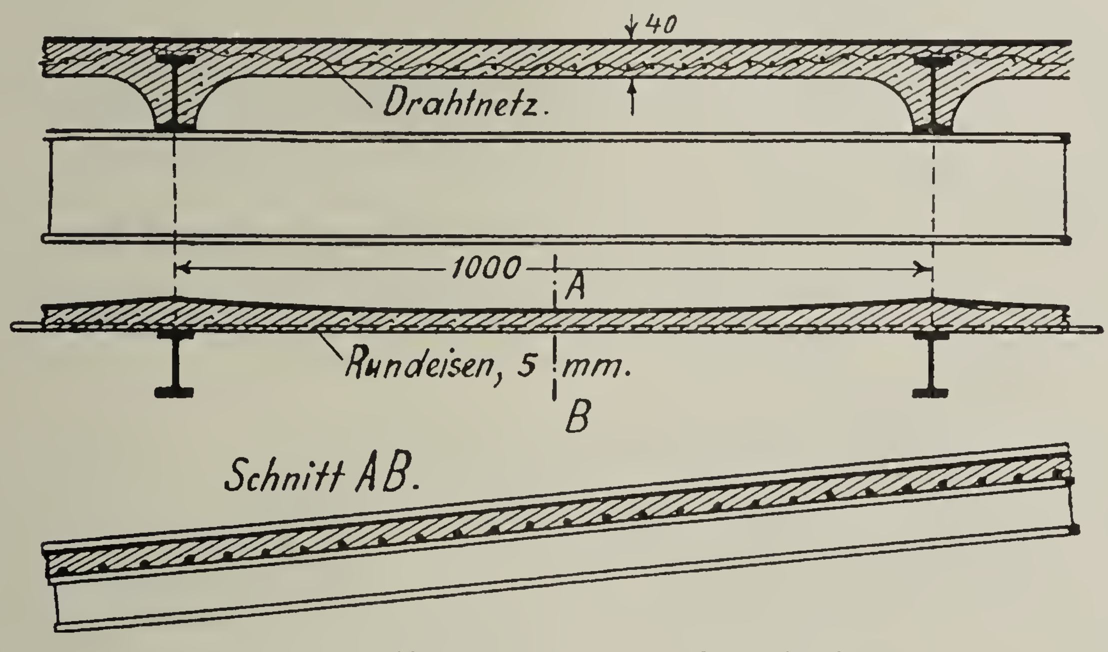


Abb. 240 bis 242. Flache Betondächer.

Pfetten aus I-Trägern aufruhen. Die durchgehende Armierung besteht aus einem Drahtnetz von 4 cm Maschenweite; der Beton schließt sich voutenförmig an die Eisenträger an, wodurch dieselben den äußeren Einflüssen fast ganz entzogen sind. Die Abb. 241 und 242 zeigen eine überaus dünne, über den Trägern 3, in den Feldmitten 2 cm dicke Betonplatte, deren Armierung aus 50 mm entfernten 5 mm dicken Rundeisen besteht. Die Entfernung der eisernen Balken beträgt 1 m, die Betonmischung 1 Teil Zement und 5 Teile Sand und Kies.[1])

[1]) Portlandzementfabrik in Heidelberg, Angaben aus Christophe, Le béton armé.

Die Abb. 243 bis 245 geben die Verwendung der Kleineschen Konstruktion für Dächer an. Zur Herstellung eines warmen, gut isolierenden

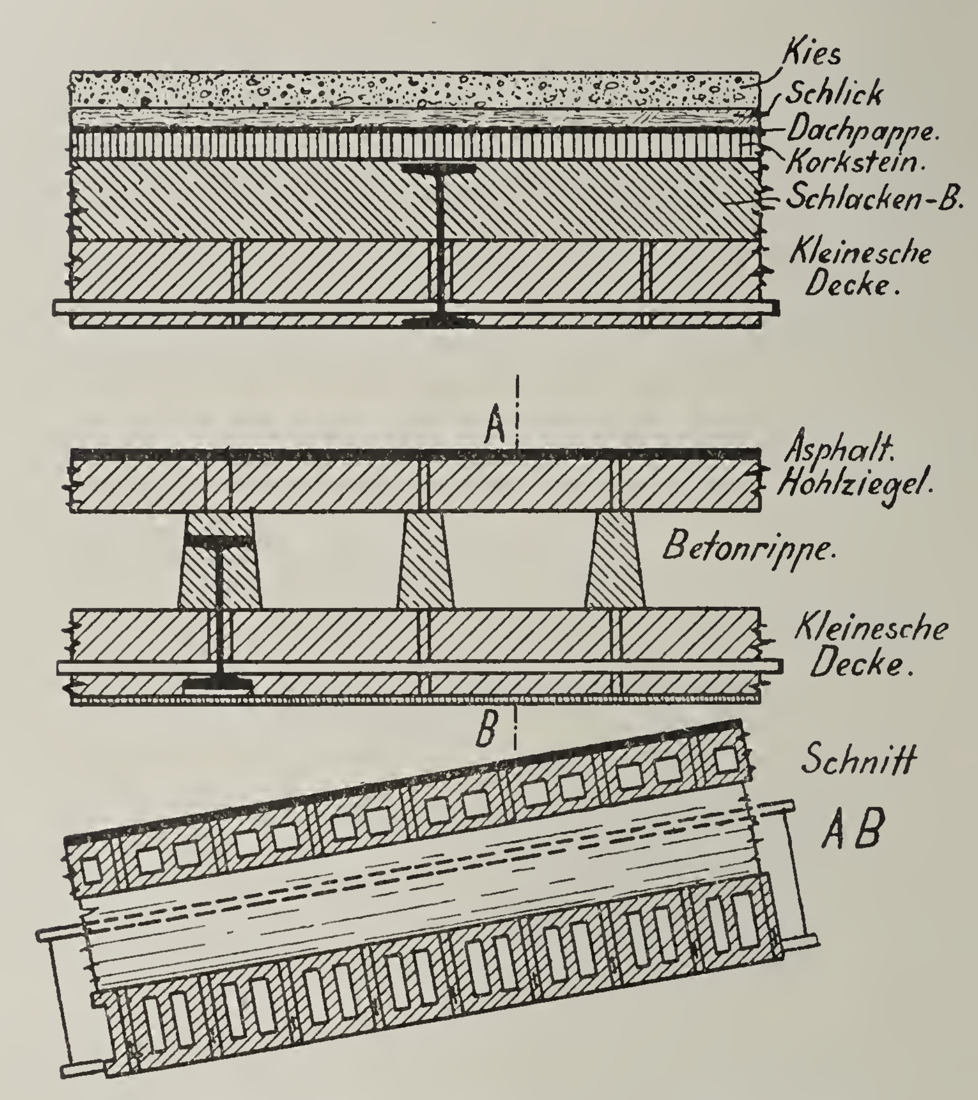


Abb. 243 bis 245. Dächer nach System Kleine.

und tropfwasserfreien Daches für Ställe wird auf die Kleinesche Decke (Abb. 243) Schlackenbeton und darüber Korksteinplatten, Straßenschlick und Kies aufgebracht.

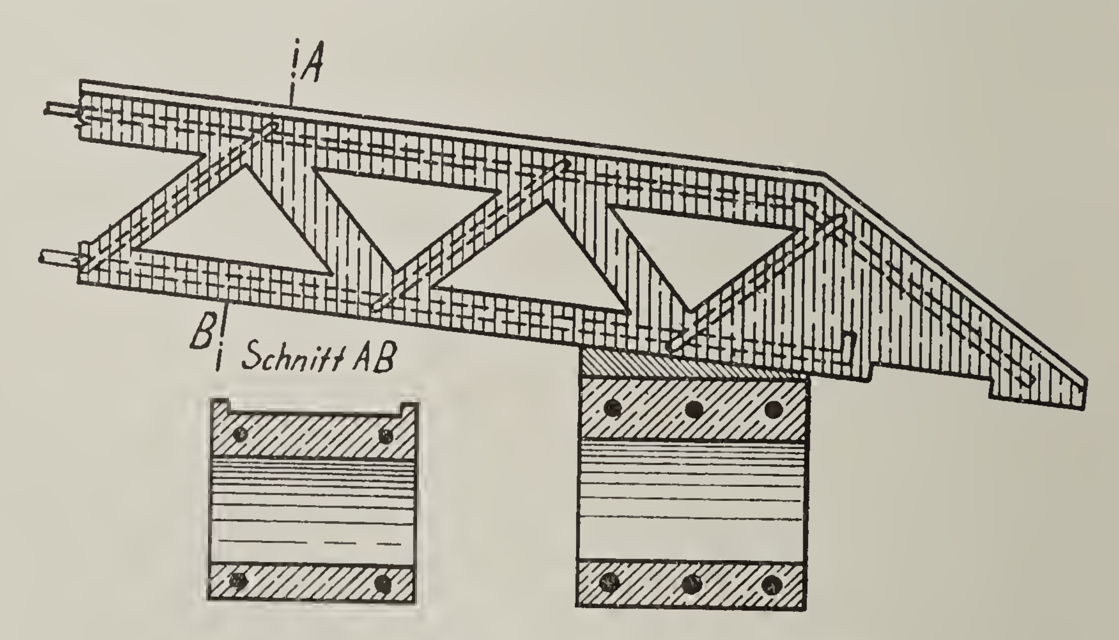


Abb. 246 und 247. Dach aus Gitterträgern.

Auch kann auf die Steindecke eine Schichte von Asche, Bimssand u. dergl. geschüttet werden, worauf Holzzement, Sand und Kies aufgelegt wird. In den Fig. 244 und 245 ist ein hohles Dach abgebildet. Es besteht aus der

tragenden Konstruktion, Bauart Kleine, die schmale Betonrippen trägt, auf welchen eine Hohlziegelschichte liegt. Die Abdeckung erfolgt mit einer Zementschichte und Asphalt. In ähnlicher Weise können Dächer nach dem System Helm ausgeführt werden (Absatz 81, Seite 162).

Schließlich sei hier noch die Verwendung der Visintini-Gitterbalken ohne Eisenträger für flache Dächer erwähnt (Abb. 246 und 247), deren Dichtung mit Asphalt und Teerschichte erfolgt. Neben der Einfachheit bei der Verlegung haben sie den großen Vorteil völliger Feuersicherheit (s. Absatz 71, Seite 136).

86. Dächer in Gewölbeform.

Eine ökonomische und zweckmäßige Ausführung armierter Betondächer wird nach dem System der Monier-Gewölbe (Abb. 248) erzielt. Dieselben eignen sich zur soliden Überspannung von Räumen bis 25 m Tiefe. Der Stich des Bogens beträgt meist $^1/_8$ bis $^1/_5$ der Spannweite, seine Stärke im Scheitel 5 bis 15 cm bei 5 bis 25 m Lichtweite, die Stärke im Kämpfer das $1^1/_2$fache davon. Die Armierung besteht bei kleineren Gewölben aus einem einfachen Gitterwerk aus Rundeisenstäben in der Richtung der Spannweite und senkrecht dazu, bei großen Weiten aus einem doppelten Gitterwerk.

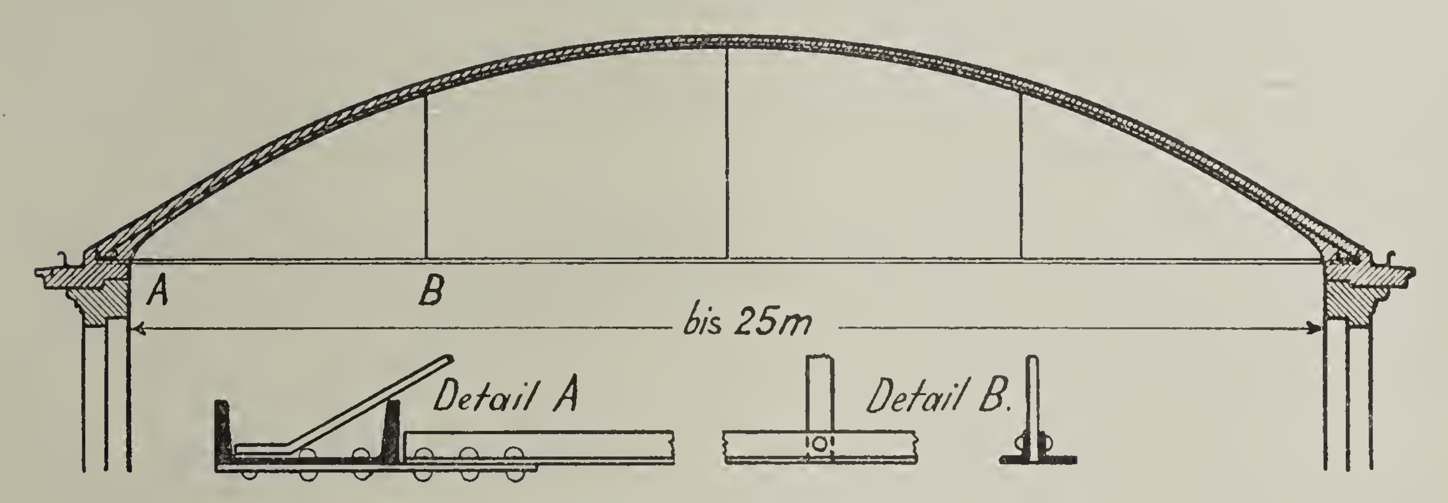


Abb. 248. Moniergewölbe-Dach.

Zur Aufnahme des Horizontalschubes sind in den Kämpfern gewalzte Profile in ⊔-Form eingebettet, an denen in geeigneter Weise, mittels Schrauben oder Vernietung, Zugstangen befestigt sind, welche die Horizontalkomponenten der Kämpferdrücke übertragen. Diese Zugstangen haben kreisrunden oder Winkelquerschnitt und müssen zur Vermeidung der Durchbiegung in entsprechenden Entfernungen am Gewölbe aufgehängt werden. Die bogenförmigen Dächer üben demnach bei vertikaler Belastung keine Seitenkräfte auf die Umfassungsmauern aus; diese sind deshalb nicht stärker als bei anderen Dachkonstruktionen zu bemessen. Die Abdichtung erfolgt mit Zement und Asphaltpappe oder ähnlichen Materialien. Die Anbringung von Ventilationsöffnungen, Oberlichten, Laternen u. dergl. begegnet keinen Schwierigkeiten. Oberlichte können auch durch direkte Einbettung von Glasziegeln in Mörtel ohne Unterbrechung der Tragwirkung des Betons hergestellt werden.[1])

[1]) Glasbausteine Falconnier, Glashüttenwerk Adlerhütte in Schlesien.

Von anderen Systemen gewölbter Dächer sind die Konstruktionen von Schlüter (s. Absatz 38, Seite 91) und von Habrich (s. Absatz 48, Seite 104) sowie von Prof. Melan zu erwähnen (s. Absatz 57, Seite 118). Melan benützt gewalzte oder genietete Bogenträger, welche vom Beton vollständig umgeben sind und die Hauptarmierung desselben bilden. Auch hier ist der wagerechte Schub durch Zugeisen aufzuheben. Die Ausführung von Überdachungen nach Bauart Melan bietet insofern große Vorteile, als die Schalung an den eisernen Bogen aufgehängt werden kann, die bei größeren Spannweiten während der Arbeit entsprechend zu unterstützen sind. Zwischen den Bogen läßt sich nach Erfordernis eine Armierung nach dem Monier-System einschalten. Von ausgeführten Konstruktionen nach Bauart Melan ist die Überdachung des Arbeiterheims in Wien-Favoriten bemerkenswert. Die Spannweite beträgt 18 m; die Armierung besteht aus I-Trägern Nr. 10, deren Abstände mit 60 bis 70 cm gewählt sind. Der Beton ist 10 cm stark und mit Korksteinbelag, Holzzement und 10 cm hoher Kieslage bedeckt. Die Zuganker bestehen aus blanken Spiralseilen von 37 Patent-Tiegelgußstahldrähten mit 14000 kg/qcm Bruchfestigkeit. —

Bei nicht sehr langen Gewölbedächern ist es möglich, auch ohne Zuganker im Lichtraum auszukommen. Die Kämpferdrücke müssen hierbei durch in horizontaler Richtung biegungsfeste Balken aufgenommen werden, deren wagerechte Auflager durch in den Stirnwänden eingebettete Zugglieder gebildet werden.

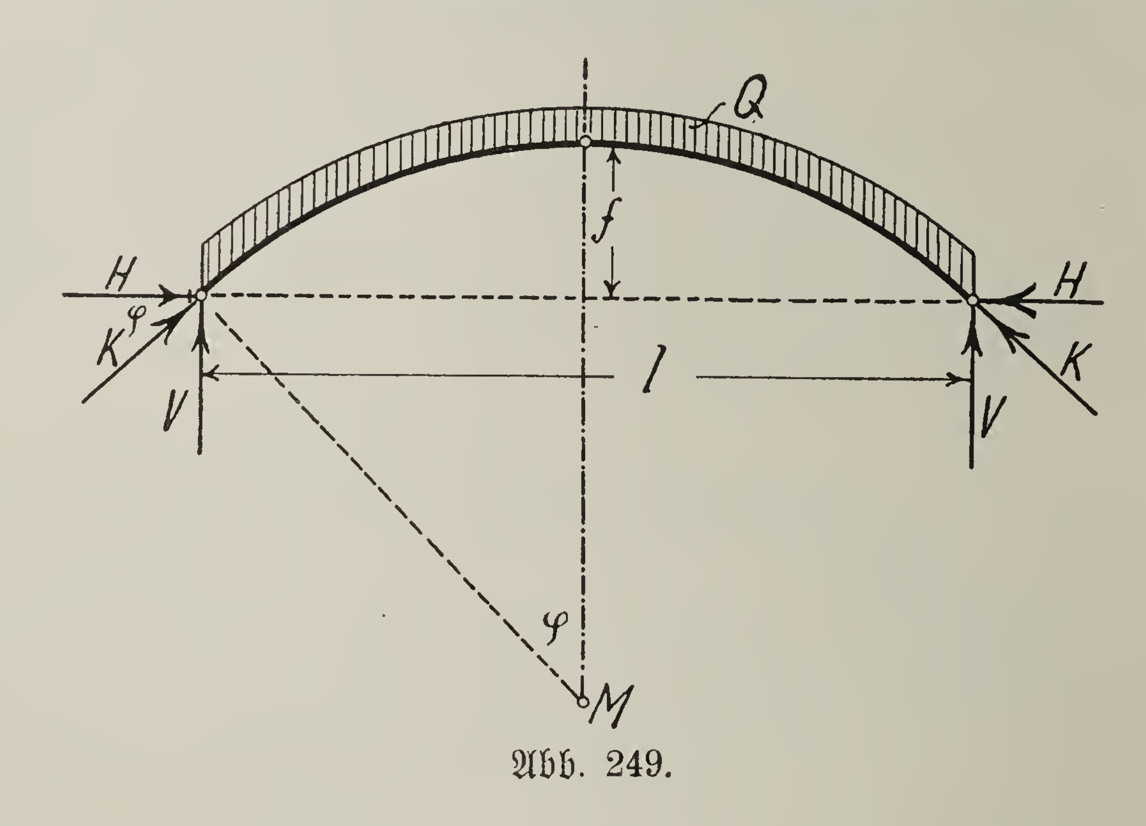


Abb. 249.

Bezeichnet l die Spannweite und f den Pfeil eines flachen Gewölbes oder eines Parabelgewölbes überhaupt (Abb. 249), dessen bleibende Belastung g und dessen wechselnde Belastung (durch Schnee, Winddruck, Verkehrslast) p kg auf das laufende m der Lichtweite ist, so ergeben sich die für die Bestimmung der Abmessungen erforderlichen Rechnungsgrößen angenähert wie folgt:

Die größten Beanspruchungen infolge des Heraustretens der Drucklinie

aus der Bogenachse treten bei halbseitiger Mobilbelastung auf. Der Horizontalschub ergibt sich aus der auf den Scheitel bezogenen Momentengleichung mit

$$H = \frac{1}{8}\left(g + \frac{p}{2}\right) \cdot \frac{l^2}{f} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (308.)$$

Das größte Biegungsmoment in $\frac{3}{16}$ l vom Scheitel ist rund

$$M = \frac{pl^2}{114} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (309.)$$

Der größte Schub erscheint bei voller Belastung $g + p = q$ auf das laufende m.

$$H_{max} = \frac{ql^2}{8f} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (310.)$$

Die Axialkraft des Gewölbes ist, wenn V die lotrechte Querkraft bedeutet,

$$N = H \cdot \cos\varphi + V \cdot \sin\varphi \quad \ldots \ldots \quad (311.)$$

Bei sehr flachen Bögen kann statt N der Horizontalschub gesetzt werden. Es ist daher mit a gleich der größten Abweichung der Drucklinie von der Bogenachse (s. Abb. 43 bis 46, Seite 72 und 73):

$$M = Ha,$$

woraus

$$a = \frac{M}{H}, \text{ also}$$

$$a = \frac{f}{14} \cdot \frac{p}{g + \frac{p}{2}} \quad \ldots \ldots \quad 312.)$$

Die weitere Berechnung des Querschnitts und seiner Armierung erfolgt nach Absatz 30, Seite 72 u. f., bezw. nach Absatz 21, Seite 35 und 36.

87. Hennebiquesche Bauweisen.

Alle in den Absätzen 85 und 86 genannten armierten Stein- und Betondächer können als feuersicher so lange nicht betrachtet werden, als die konstruktiven Eisenteile, wie gewalzte Profile, Zugstangen u. dergl., gegen den Angriff der Flamme durch Umhüllung nicht vollständig geschützt sind. Allerdings ist es verhältnismäßig leicht, die freiliegenden Teile vor schädlichen Einwirkungen durch Drahtziegel, Streckmetall mit Mörtelanwurf oder durch andere Feuerschutzmittel zu sichern.

Den weitestgehenden Anforderungen an Feuersicherheit und Stabilität wird das einheitliche Betondach ohne Verwendung eiserner Träger nach dem Hennebiqueschen Prinzip gerecht. Die konstruktive Anordnung eines mehretagigen Dachraumes in Mansardenform ist in der Abb. 250 und jene der Einzelheiten in Abb. 251 bis 254 wiedergegeben. Es kommt hier

Abb. 250.

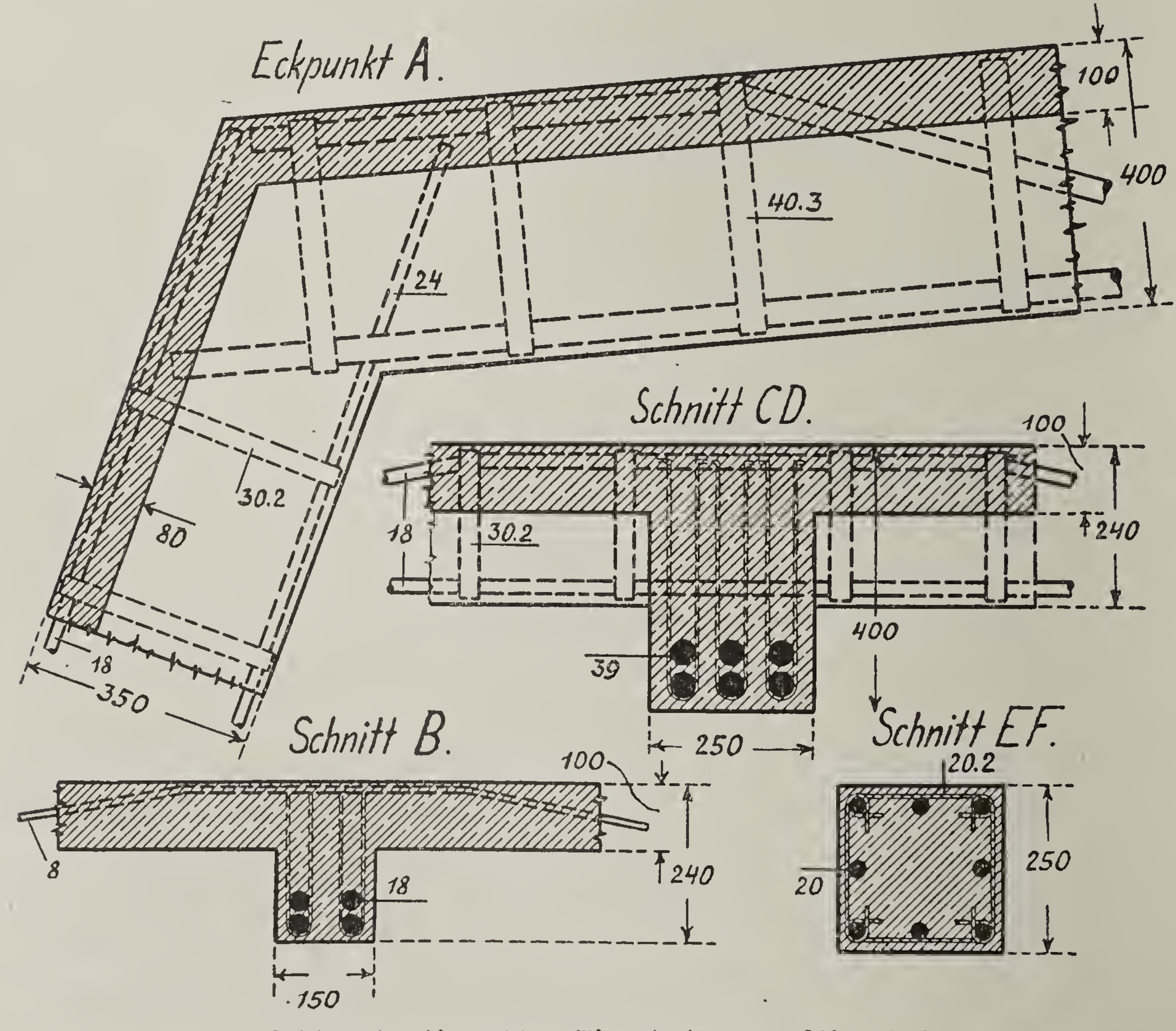


Abb. 251 bis 254. Einzelheiten zu Abb. 250.

das System des Rippenbalkens in gleicher Weise zur Verwendung wie bei den horizontalen Decken, und auch die Zug- und Schubarmierung zeigt keine prinzipiellen Abweichungen (Absätze 52 bis 54, Seite 107 bis 116).

Von Bedeutung werden derartige Dachkonstruktionen insbesondere dort, wo die Möglichkeit einer vollen und ungehinderten Ausnützung der Räume (in industriellen Gebäuden) vorhanden sein muß, welche durch keinerlei Gebälk und durch Zwischenstützen beschränkt wird. Das Aussehen dieser Dachräume ist aber sonst jenem der Holzdächer sehr ähnlich. Nach dem gleichen Prinzip können Dächer jedweder Form, z. B. auch Sheddächer hergestellt werden. Hierbei werden die Rippen (Balken) vorteilhaft aus Kiesbeton mit Rundeiseneinlage, die etwa 5 bis 7 cm dicken Platten zwischen denselben aus Schlackenbeton mit Streckmetalleinlage bestehen.

88. Kuppeln.

Da man bei der Verwendung des Betons keinerlei Beschränkung in der Formengebung kennt, so gibt es auch keine Dachform, welche aus ihm nicht mit Nutzen hergestellt werden könnte, sofern man auf die Vorteile Anspruch

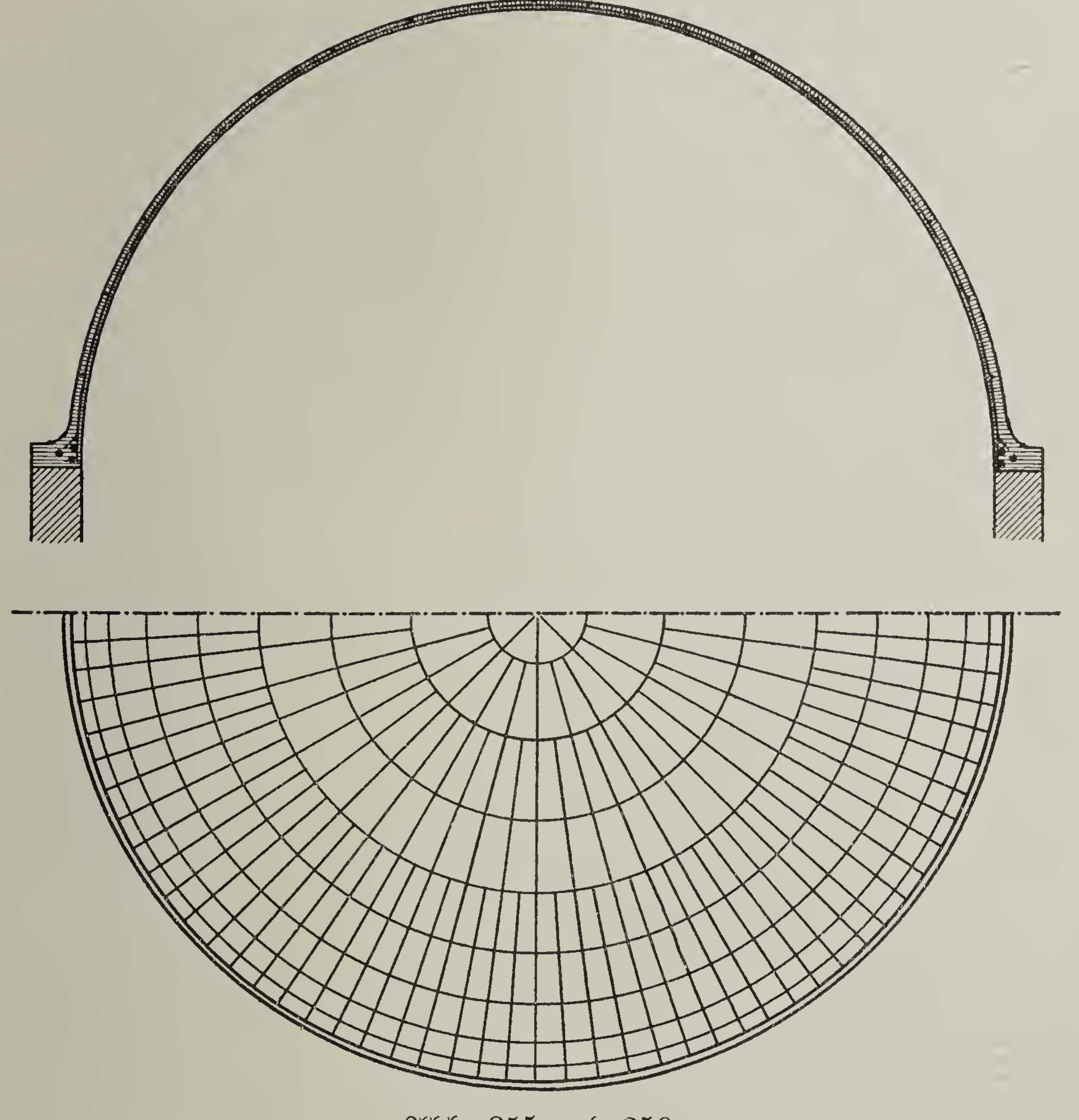


Abb. 255 und 256.

erhebt, welche dieses Material im allgemeinen bietet. Die Abb. 255 und 256 zeigen den lotrechten Querschnitt und den Grundriß einer kuppelförmigen Überdachung eines kreisrunden Raumes. Die Armierung ist nach Moniers Prinzip aus sich kreuzenden Rundeisenstäben hergestellt. Die Tragstäbe verlaufen in der Richtung der Meridiane und werden gegen den Kämpfer zahlreicher; die Verteilungsstäbe liegen senkrecht dazu und bilden konzentrische Ringe. Der Horizontalschub wird durch einen kräftigen Eisenring aus Rund- oder Profileisen aufgenommen, welcher, im Ansatz der Kuppelwölbung eingebettet, das seitliche Ausweichen derselben verhindert.

Es entsteht also aus dem Kuppelgewicht keinerlei Schub auf die Umfassungsmauern; vielmehr ruht das Gewölbe wie eine Glocke auf. Die Umfassungswände können daher verhältnismäßig schwach gehalten werden. Das Kuppelgewölbe kann auch elliptischen Grundriß haben und im Querschnitt halbkreisförmig, überhöht oder gedrückt oder segmentförmig ausgebildet sein. Bei doppelwandigen Kuppeln erfolgt die Verbindung der beiden Schalen durch armierte Betonrippen in der Richtung der Meridiane und Ausfüllung des unteren Teiles des Zwischenraumes durch leichten Beton.

Die Stärke von Kuppeln beträgt 5 bis 10 cm bei Spannweiten zwischen 10 und 15 m.

Der gesamte Horizontalschub einer flachen Kreiskuppel berechnet sich bei der gleichmäßigen Belastung Q, dem Durchmesser D und dem Pfeil f, analog dem Horizontalschub des Segmentgewölbes (Abs. 86, Seite 172):

$$H = \frac{Q \,.\, D}{4\,f} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (313.)$$

Hieraus entsteht in der Kämpferarmierung eine Zugkraft

$$Z = \frac{H}{2\,\pi} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (314.)$$

Der erforderliche Eisenquerschnitt bei $\sigma_e = 1000$ kg/qcm beträgt

$$f_e = \frac{Q}{25\,000} \cdot \frac{D}{f} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (315.)$$

Beispiel. Die 8 cm starke Kuppel über einem Kreisreservoir von D = 12 m Durchmesser und f = 2 m Pfeil sei im Mittel 1 m hoch mit Erdreich überschüttet.

Die Belastung ist

$$Q = \frac{12^2 \,.\, \pi}{4} \cdot 1 \times 1{,}7 = 192{,}3 \text{ t} = 192\,300 \text{ kg}.$$

Nach Formel 315 ist der erforderliche Querschnitt der Kämpferarmierung

$$f_e = \frac{192\,300}{25\,000} \cdot \frac{12}{2} = 46{,}1 \text{ qcm}.$$

Gewählt werden 2 [N.P. 16 mit $f_e = 2 \,.\, 24{,}0 = 48{,}0$ qcm (vergl. die Abb. 271 bis 275). Der Horizontalschub beträgt nach Gl. 313

$$H = \frac{192\,300 \,.\, 12}{4 \,.\, 2} = 288\,450 \text{ kg},$$

daher auf 1 m Umfang

$$H_1 = \frac{H}{D\,\pi} = \frac{288\,450}{12\,.\,\pi} = 7650 \text{ kg.}$$

Der Auflagerdruck auf 1 m Umfang ist

$$Q_1 = \frac{Q}{D\,\pi} = \frac{192\,300}{12\,.\,\pi} = 5100 \text{ kg.}$$

Der Kämpferdruck auf 1 m Umfang beträgt

$$K_1 = \sqrt{Q_1^{\,2} + H_1^{\,2}} = \sqrt{5100^2 + 7650^2} = 9200 \text{ kg.}$$

Die mittlere Beanspruchung des 8 cm starken Gewölbes im Kämpfer ergibt sich mit

$$k = \frac{K_1}{f} = \frac{9200}{8\,.\,100} = 11{,}5 \text{ kg/qcm.}$$

F. Bauwerke zur Leitung und Aufbewahrung des Wassers.

89. Verwendung des armierten Betons für Röhren und Kanäle.

Eines der ersten Anwendungsgebiete des eisenverstärkten Zementmörtels betraf die Herstellung von Röhren für Wasserleitungszwecke und für die Abführung gebrauchter Wässer. Die Vorteile des Eisenbetons gegenüber dem Mauerwerk bestehen in den geringeren Ausführungskosten, in der großen Dauerhaftigkeit und dem beträchtlichen Widerstand, den der Zement der Abnützung durch die mechanischen und chemischen Einflüsse des fließenden Wassers entgegensetzt. Die Erfahrung an gemauerten Kanälen hat gezeigt, daß, während die Mauersteine stark abgenützt waren, die Zementfugen als schmale Rippen über die ausgewaschene Sohle emporragten. Solche schadhafte Stellen wurden nachträglich mit einer Zementschichte bekleidet und damit in ihrem normalen Zustande erhalten. Ein weiterer Vorteil der Betoneisenröhren ergibt sich aus der Festigkeit derselben in ihrer Längsrichtung; sie sind deshalb bei örtlichen Senkungen weniger empfindlich und zu Rissen geneigt, welche eine Hauptquelle der Durchlässigkeit bilden.

Je nach der Verwendung erhalten die Röhren von außen, von innen oder von beiden Seiten Druck. Der erste Fall der Beanspruchung wird vornehmlich dort auftreten, wo die Überschüttungshöhe des Erdreiches groß ist. Die Anstrengungen der oberen Rohrwandung sind dann die eines Gewölbes, als welches dieselbe zu bemessen sein wird.[1]) Bei solchen Röhren, deren Wasserinhalt unter Druck steht, werden die Wände auf Zug beansprucht. Derjenige Konstruktionsteil, welcher die Zugspannungen mit Sicherheit aufnehmen kann, ist die Eisenarmierung der Rohrwand in der Ebene des Querschnitts. Sie wird daher so zu bemessen sein, daß sie allein (ohne die Berücksichtigung

[1]) Siehe Deutsche Bauzeitung 1902, S. 157 über die Beanspruchung von außen gedrückter Zementrohre von Prof. Möller.

des Zugwiderstandes des Betons) die aus dem Wasserdruck entstehenden Zugkräfte aufzunehmen vermag.

Bezeichnet p den Wasserdruck in Atmosphären, D den Rohrdurchmesser in cm und Z die auf 1 m Länge entstehende Zugkraft, so ist

$$Z = \frac{100\, p\, D}{2}.$$

Der erforderliche Eisenquerschnitt auf 1 m Länge beträgt demnach bei der Eisenspannung σ_e

$$f_e = \frac{50\, p\, D}{\sigma_e} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (316.)$$

Bei einer zulässigen Beanspruchung $\sigma_e = 800$ kg/qcm beträgt

$$f_e = \frac{p\, D}{16} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (317.)$$

Neben der Festigkeit spielt die Dichtigkeit der Zementrohre und Kanäle die größte Rolle. Wie weit der Beton eine undurchlässige Hülle bildet, hängt bei den minimalen Abmessungen der Wände vom Mischungsverhältnis (1 : 1 ist ganz undurchlässig), von der Beschaffenheit des Zements und des Sandes, von der Art der Herstellung, vor allem aber von den Druckverhältnissen des Rohrstranges ab. Wenn die innere Laibung mit einer ganz fetten Mörtelschichte abgeglichen ist, deren Stärke wenigstens 10 mm beträgt, so kann die zulässige Druckhöhe 15 bis 30 m (1,5 bis 3 at) betragen. Bei größeren Drücken müssen solche Vorkehrungen getroffen werden, welche das Ausströmen des Wassers durch die Poren des Betons wirksamer als ein Zementüberzug verhindern. Im übrigen hat die Erfahrung gezeigt, daß die Dichtigkeit armierter Zementrohre und Kanäle im Gebrauche wächst, indem die im Wasser stets vorhandenen mineralischen Bestandteile die Poren verstopfen und eine selbsttätige Dichtung bewirken. Kann die natürliche Dichtung nicht abgewartet werden (Frost), dann muß ein besonderes, vollständig sicheres Mittel angewendet werden. Als solches hat sich ein Belag der Zementwände mit dünnen reinen Bleiplatten bewährt, welche an den Stoßfugen mit demselben Material verlötet sind. Ein anderes Mittel ist die Verwendung von imprägniertem Zement.[1])

90. Wasserführungen nach System Monier.

Die Armierung besteht aus Eisenringen, welche nach der Form des Querschnitts gebogen sind, und aus geraden Stäben, die mit jenen durch dünne Drähte wie bei ebenen Platten verbunden werden (Abb. 257 und 258). Der Querschnitt sämtlicher Eisenstäbe ist kreisförmig.

---

[1]) Versuche der mech.-techn. Versuchsanstalt Charlottenburg für die Firma Liebold & Co. in Weimar. — Über Dichtung siehe auch Absatz 6, Seite 8 und Mitteilungen Empergers in Zeitschrift d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1902, Seite 443, ferner „Der Portlandzement und seine Anwendungen", Abschnitte: wasserdichte Mörtel und Wasserdichtigkeit des Betons.

Die Monierröhren erhalten Kreis-, Ellipsen- oder Eiquerschnitt, dessen Abmessung von 10 bis 250 cm beträgt. Bis 50 cm Lichtweite genügt

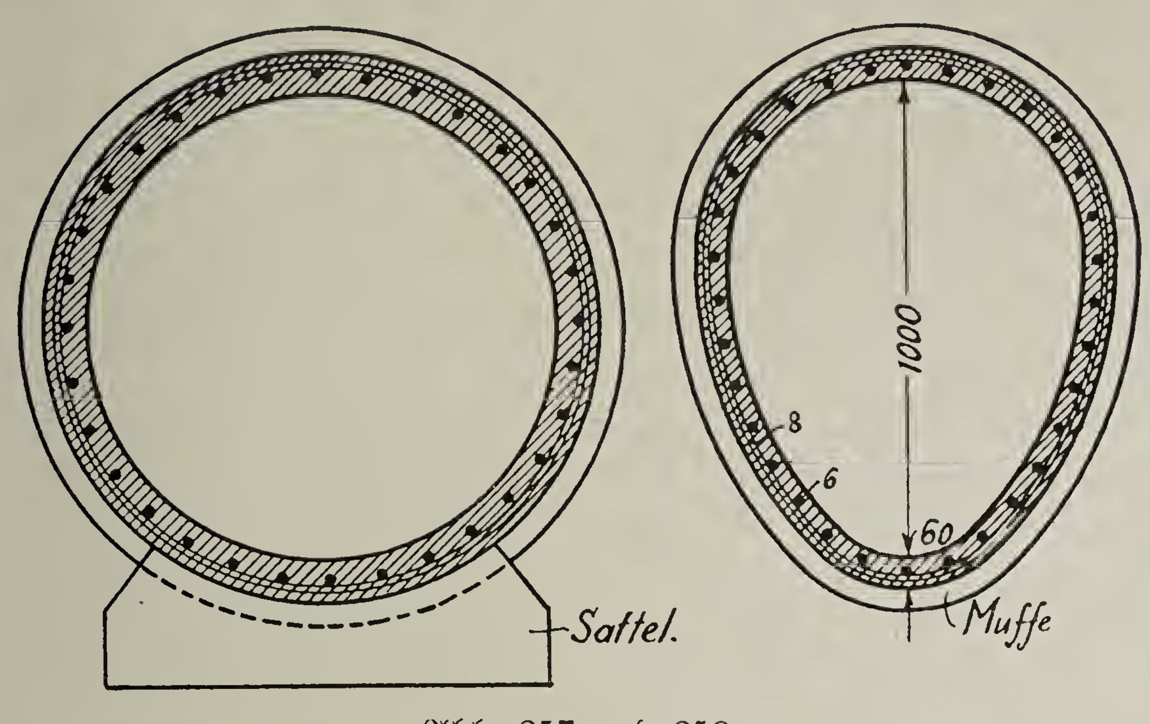


Abb. 257 und 258.

eine einfache Armierung in der Mitte der Wandung, sofern nicht große Belastungen auf den Rohrstrang wirken. Bei größeren Durchmessern wird ge-

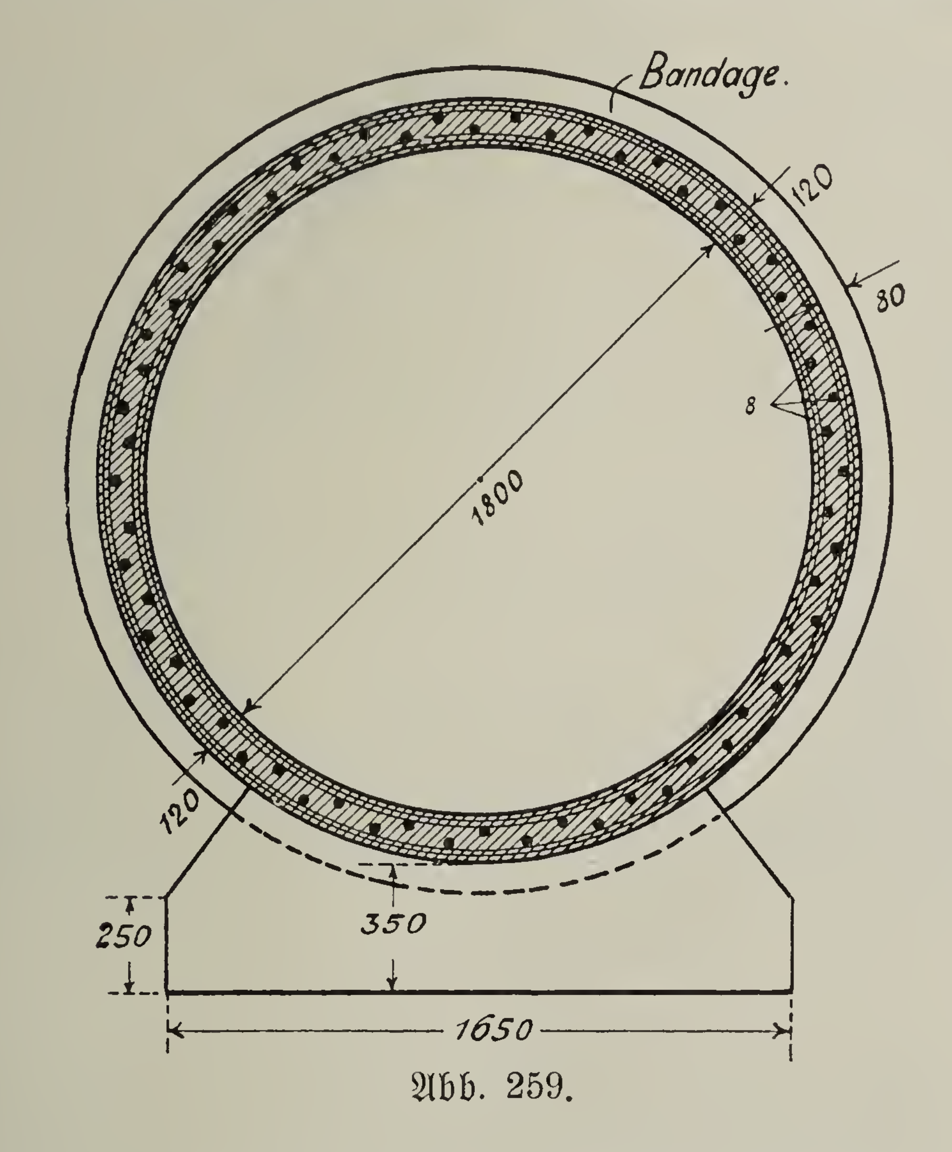


Abb. 259.

wöhnlich ein doppeltes Netz von Rundeisenstäben eingebettet, deren eines in der Nähe der äußeren und das andere an der inneren Laibung liegt (Abb. 259).

Indessen genügt bei von äußerem Druck freien Röhren auch hier eine einfache Eiseneinlage.

Die Herstellung kleiner Röhren geschieht maschinenmäßig, und zahlreiche Fabriken beschäftigen sich damit. Sie erhalten die äußere Form der Tonröhren mit Muffen, werden wie diese verlegt und mit Zement vergossen. Die Fabrikation der Röhren mit großen Lichtweiten ist wegen der leichten Deformierung des Eisengerippes schwieriger. Ihre Stirnwände stoßen stumpf aneinander oder erhalten je eine Rille, die mit flüssigem Zementbrei gefüllt wird. Zur weiteren Dichtung und zur Verbindung dienen Bandagen, welche die Form eines das Rohr umgebenden Ringes von wenigstens 10 cm Breite besitzen und armiert sind (vergl. die Dichtung in Abb. 261). Das größere Eigen- und Wassergewicht macht in der Regel eine besondere Fundierung durch Sättel (Abb. 257 und 259) erforderlich, die wohl auch Eiseneinlagen erhalten können.

In den Fällen, wo das Grundwasser hoch steht, sind Rohrstränge von 30 bis 50 m Länge außerhalb der Baugrube fertig montiert und sodann versenkt worden, so daß in derselben nur relativ wenige Dichtungen vorzunehmen waren (Wayß & Freytag).

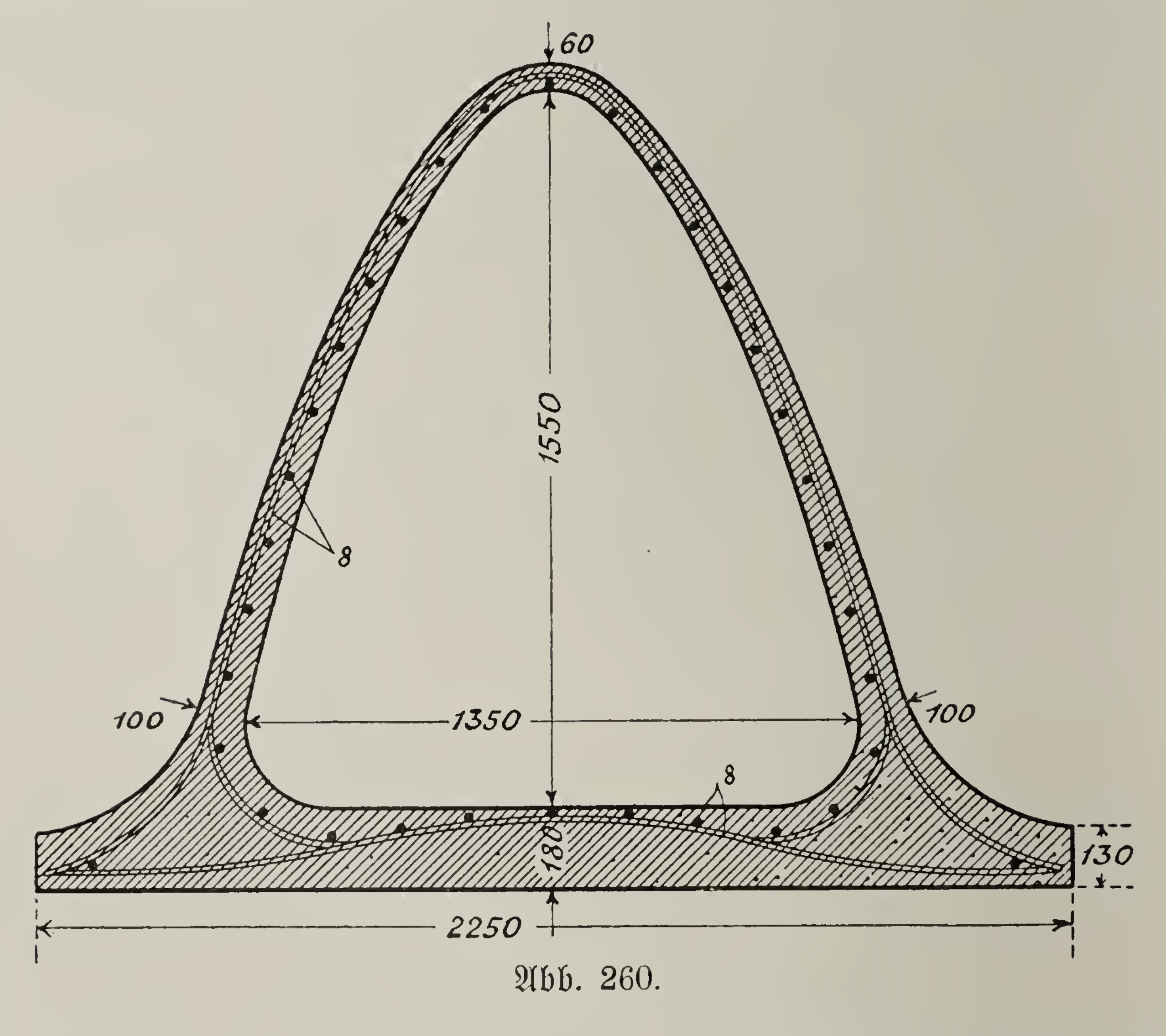


Abb. 260.

Bei solchen Leitungen, welche im Freien liegen und daher starken Temperaturschwankungen ausgesetzt sind, ist den Längenänderungen durch die Anordnung von Dilatationsfugen Rechnung zu tragen, die, in Entfernungen von etwa 50 m gelegen, durch entsprechende Mittel zu dichten sind.

Die Abb. 260 stellt das Profil eines Kanales dar, welcher in druckreichem Boden liegt. Er besteht aus einem steilen Parabelgewölbe, dessen Armierung in die breite Sohlenplatte, entsprechend den statischen Verhältnissen, übergeführt ist. Bauwerke dieser Art mit größeren Abmessungen, aber kleinerem Pfeil, dienen zur Führung natürlicher Wasserläufe in Städten, als Unratsammelkanäle mit einer Rinne an der Sohle usw.

Nach dem Monierschen Prinzip können auch Einsteigschächte, Senkkästen u. dergl. ausgeführt werden.

Neben den geschlossenen Wasserführungen findet die Monierbauweise auch für offene Gerinne mit rechteckigem Querschnitt Verwendung. Hierbei sind die Seitenwände durch armierte Querbalken zu verbinden, um ihr Ausweichen zu verhindern. Bei geringen Wassertiefen können dieselben entbehrt werden; doch müssen Wandstärke und Armierung so bemessen sein, daß sie der durch den Wasserdruck erzeugten Biegungsbeanspruchung widerstehen.

Bezeichnet t die Wassertiefe in m, so ist der Wasserdruck in t auf 1 m Wandlänge

$$W = \frac{t^2}{2}.$$

Da das Biegungsmoment an der Rinnensohle

$$M = \frac{W \cdot t}{3} = \frac{t^2}{2} \cdot \frac{t}{3} = \frac{t^3}{6},$$

so muß die nutzbare Wandstärke betragen (nach Gl. 121, Seite 44):

$$h^{cm} = 12{,}4 \sqrt{M} = 12{,}4 \sqrt{\frac{t^3}{6}} \text{ oder}$$

$$h^{cm} = 5{,}1 \cdot \sqrt{t^3} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (318.)$$

Das Biegungsmoment M überträgt sich auch auf den Boden der Rinne und summiert sich algebraisch mit dem Moment aus dem lotrechten Wasserdruck.

91. Röhren und Kanäle nach den Bauarten von Bordenave, Bonna, Hennebique u. a.

Das System Bordenave (sidéro-ciment) verwendet als Armierung für Röhren kreisringförmigen Querschnitts kleine I-Träger von 8 bis 26 mm Höhe, welche im Querschnitt und in der Längsrichtung liegend und wie bei der Bauart Monier von Zementmörtel umgeben sind. Die Anordnung der Umfangsarmierung unterscheidet sich von jener dadurch, daß nicht geschlossene Ringe, sondern Spiralarmierung zur Anwendung gelangt, deren Ganghöhe durch den Eisenbedarf bestimmt wird, welcher sich aus den Druckverhältnissen ergibt. In gleicher Weise sind die Bandagen armiert. Die Herstellung der Rohre erfolgt fabrikmäßig oder am Ort der Verwendung. Die Abb. 261 zeigt einen Längenschnitt durch den Stoß und die Bandage eines Bordenaveschen Rohrstranges von 600 mm Lichtweite für 3 at (30 m Druckhöhe). Die Spiralarmierung besteht aus 14 mm hohen, die Längsarmierung aus 12 mm hohen

I-Eisen; die normale Ganghöhe ersterer beträgt 43, die Entfernung der Längsstäbe 84, die Rohr- und Bandagenstärke je 45 mm.[1])

Bei der Bauart Bonna (Paris) besteht die Armierung aus selbständigen oder Spiralringen mit +-Querschnitt von 10 bis 40 mm Steghöhe; ihre

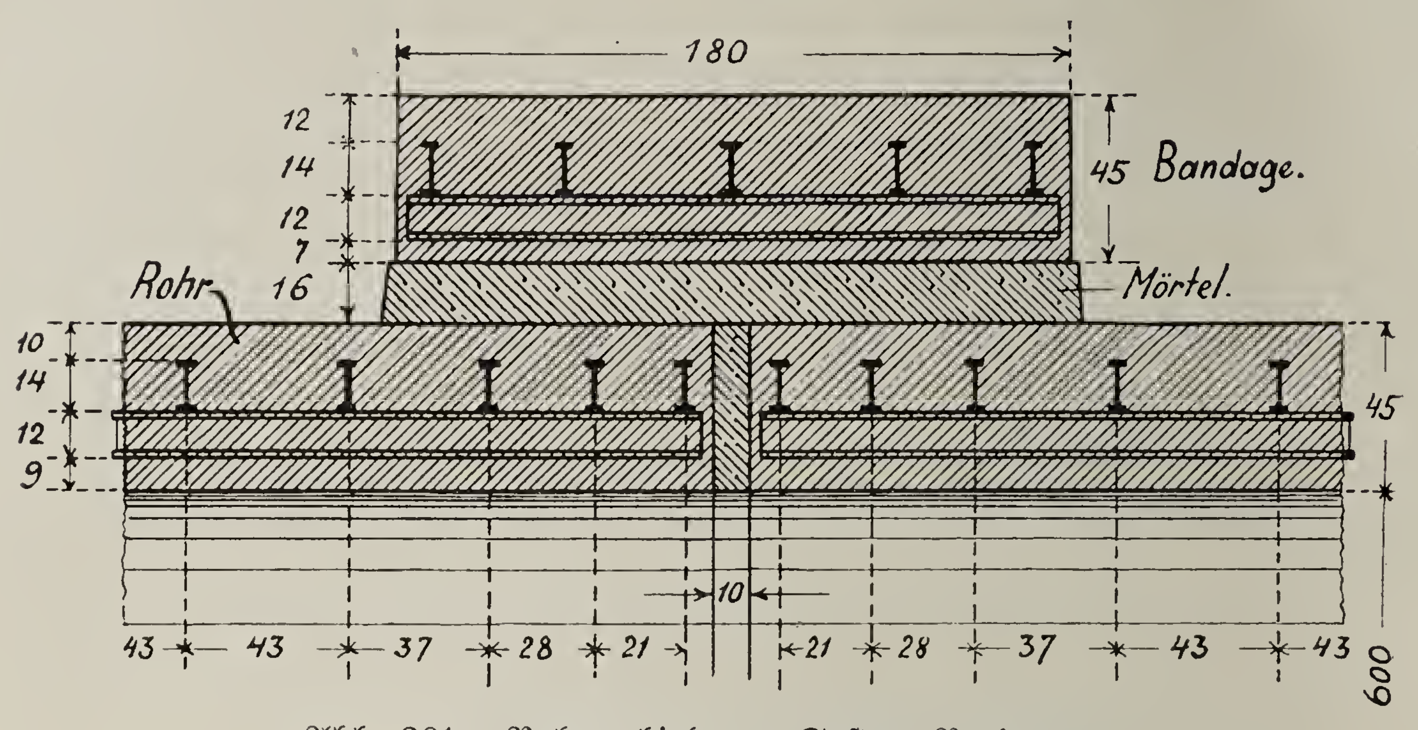


Abb. 261. Rohrverbindung, System Bordenave.

Entfernung beträgt 3 bis 5 und mehr cm; der Lichtdurchmesser reicht bis 180 cm. Ingenieur Bonna konstruiert die Röhren für hohe Drücke (bis 10 at), wobei eine besondere Abdichtung erfolgen muß. Dieselbe besteht aus dünnem Eisenblech von 2 bis 4 mm Dicke, welches vollständig vom Zement umhüllt sein muß, um es vor der Zerstörung zu schützen. In diesem Falle legt man zwei Armaturen, die eine an der Innen-, die andere an der Außenseite, ein. Es sind auch solche Dichtungsmittel verwendet worden, welche an der Innenlaibung des Rohres aufliegen.

Eine andere Armierung der Röhren erzielt man durch das Streckmetall unter Zuhilfenahme von Eisenringen und Stäben.

Während die genannten Systeme vornehmlich für runde Profile in Betracht kommen, eignet sich die Bauweise Hennebique für Kanäle rechteckigen Querschnitts, welche als offene oder geschlossene Gerinne ausgeführt werden. Ein Beispiel der letzteren Form zeigen die Abb. 262 und 263.[2]) Sie stellen die Hälfte des Profils und einen Teil des Längenschnitts des Kanals dar, welcher das erforderliche Kraftwasser für den Betrieb der Arbeitsmaschinen beim Durchschlag des Simplontunnels auf 3 km zuführt. Der Kanalstrang ruht auf 5 m entfernten Stützen frei auf, wird daher im vertikalen Sinne auf Biegung beansprucht und ist wie ein Rippenträger armiert. Die Stärke der

[1]) Diese Angaben sind aus Beton und Eisen 1903, 4. Heft, entnommen.

[2]) Enthalten in La construction en ciment armé von Berger & Guillerme, Planches; Christophe, Le beton armé und in der Zeitschrift d. öst. Ing.- u. Arch.-Vereins 1902, Nr. 24.

Seitenwände und des Bodens sind mit Rücksicht auf den Wasserdruck bemessen, welchem sie unterworfen sind. Den Längenänderungen des Rohrstranges ist

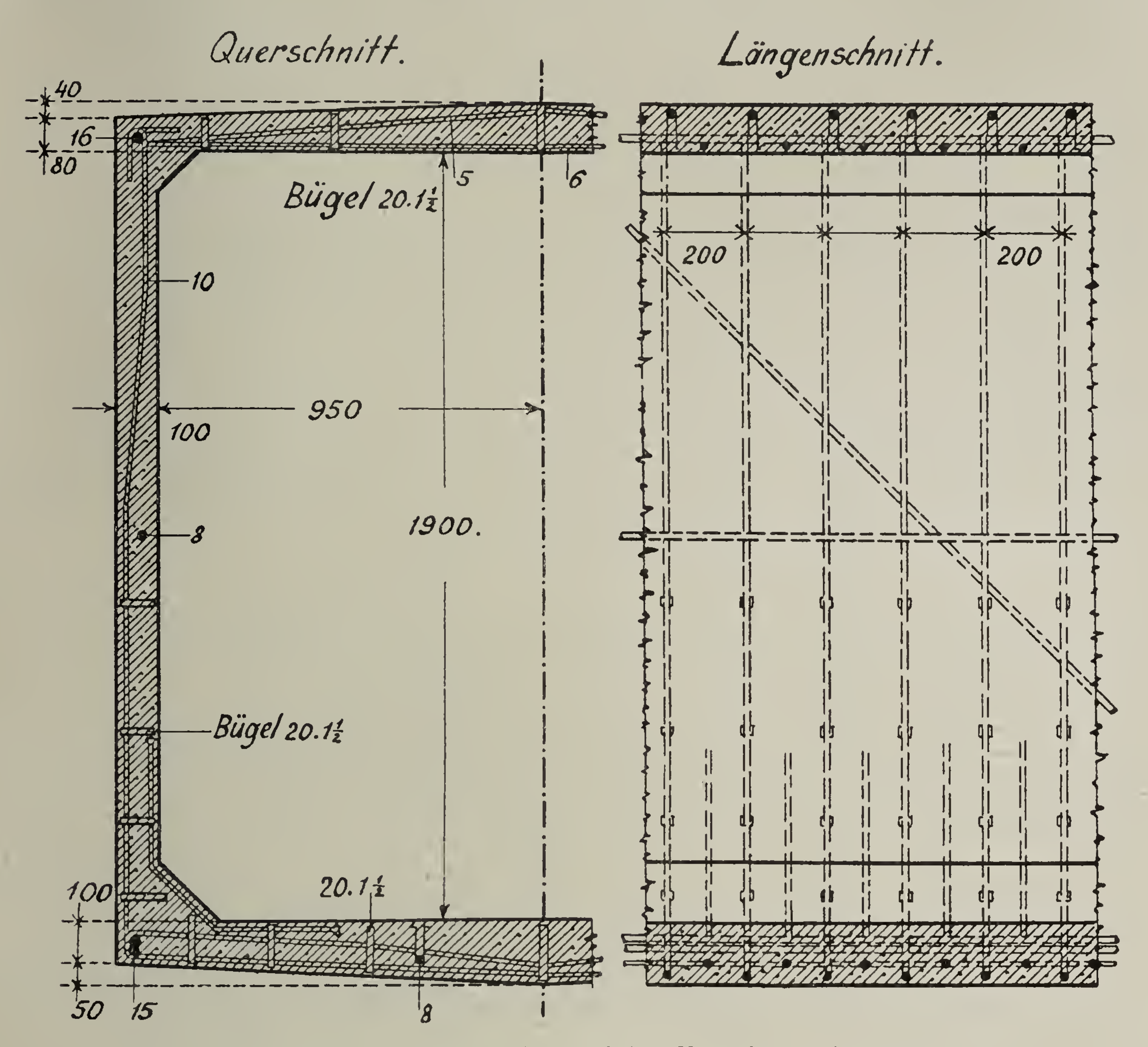


Abb. 262 und 263. Wasserkanal beim Bau des Simplontunnels.

durch Dilationsfugen über den Stützen Rechnung getragen. Die Herstellungskosten stellten sich 10% höher als nach dem Projekte einer Leitung aus Holz.

92. Prinzipien bei der Konstruktion von Wasserbehältern.

Der Form nach sind zwei Haupttypen von Reservoiren zu unterscheiden: solche mit rechteckigem und mit Kreisgrundriß. Die Behälter mit rechteckiger Basis müssen relativ starke Abmessungen erhalten, da die Seitenwände auf Biegung beansprucht werden, wodurch sich die Kosten erhöhen. Bei größeren Wassertiefen werden sie durch Rippen zu verstärken sein. Die rechteckige Form hat den Nachteil, daß die Ecken leicht undicht werden, dagegen den Vorteil, daß die Räume besser ausgenützt werden können. Eine allfällige Überdeckung erfolgt mit horizontalen Platten oder mit Gewölben.

Die Konstruktion der runden Behälter ist jener der Röhren ähnlich, wobei jedoch berücksichtigt werden muß, daß der Wasserdruck auf die Flächeneinheit mit der Höhe wächst. Da kreisrunde Gefäße keine Biegungs-

beanspruchungen erleiden, so sind ihre Wandstärken gering. Die Armierung besteht aus horizontalen Eisenringen, deren Querschnittsinhalt, auf die Höheneinheit bezogen, mit der Wassertiefe zunehmen muß. Außerdem ist eine lotrechte gleich stark bleibende Eiseneinlage anzuordnen. Die horizontale Armierung ist als diejenige zu betrachten, welche durch ihren Zugwiderstand die seitlichen Wasserdrücke aufzunehmen in der Lage ist. Sie kann in der Weise bemessen werden, daß der Abstand der Ringe gleich bleibt, während ihr Querschnitt nach unten wächst; oder man wählt für den ganzen Behälter konstant starke Eiseneinlagen, deren Entfernungen mit zunehmender Wassertiefe kleiner werden. In der Regel kombiniert man bei größeren Reservoiren beide Methoden.

Bezeichnet t die Wassertiefe, e die Entfernung der Ringe mit dem Querschnitt f_e in qcm an dieser Stelle, D den Durchmesser des Behälters, sämtliche Maße in Metern, so ist der Druck in Tonnen auf einen 1 m langen Wandstreifen von e Meter Höhe (Abb. 264)

$$p = e t.$$

Der Zug im Umfang beträgt demnach

$$Z = \frac{p D}{2}.$$

Da $Z = f_e \cdot \sigma_e$, so gilt mit $\sigma_e = 1000$ kg/qcm $= 1$ t/qcm

$$f_e = \frac{D e t}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (319.)$$

Aus dieser Gleichung läßt sich für jeden Horizontalschnitt die notwendige Armierung berechnen, wenn der Abstand e der Ringe gegeben ist, oder dieser, wenn f_e angenommen wurde.

Abb. 264.

Eine übersichtlichere Ausmittelung ergibt folgende Rechnung.

Es sei die größte Wassertiefe T (Abb. 264); der Druck auf einen 1 m breiten Wandstreifen ist $\frac{T^2}{2}$, daher der Zug in der ganzen Wandung

$$H = \frac{T^2 D}{4}.$$

Mit $\sigma_e = 1$ t/qcm ist die erforderliche Gesamtarmierung

$$F_e = \frac{T^2 D}{4}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (320.)$$

wenn T und D in Metern ausgedrückt sind.

Ist der Querschnitt eines Ringes f_e, so sind

$$n = \frac{F_e}{f_e} = \frac{T^2 D}{4 f_e} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (321.)$$

Ringe notwendig. Dieselben sind nach demselben Gesetze wie die Bügel in Rippenbalken zu verteilen (Abb. 264). Rechnerisch ergeben sich die Entfernungen von der Wasseroberfläche aus der Beziehung:

$$t : T = \sqrt{m} : \sqrt{n}.$$

$$t = T \cdot \sqrt{\frac{m}{n}} \qquad (322.)$$

Beispiel: Reservoirdurchmesser $D = 10$, Reservoirhöhe $T = 4$ m. Die Armierung bestehe aus Profilen von 1 qcm Querschnitt. Nach Gl. 319 ist die Entfernung der untersten Ringe

$$e = \frac{2\, f_e}{D \cdot t} = \frac{2 \cdot 1}{10 \cdot 4} = 0{,}05 \text{ m}.$$

Falls diese Minimalentfernung befriedigt, ergibt sich aus Gl. 321 die Anzahl der Ringe mit

$$n = \frac{4^2 \cdot 10}{4 \cdot 1} = 40.$$

Ihre Verteilung erfolgt am einfachsten graphisch, indem man die $\sqrt{1}$, $\sqrt{2}$, $\sqrt{3}$ ..., $\sqrt{40}$ in der bekannten Weise (s. Abb. 113, Seite 110) aufträgt.

Bezüglich der Wassertiefe in Reservoiren aus Eisenbeton ist zu bemerken, daß dieselbe 5 m nicht überschreiten soll, da im anderen Falle die Drücke zu groß werden. Die Abdichtung wird mit einer fetten Mörtelschichte bewirkt, welche in einer Stärke von 10 bis 30 mm an der Innenseite aufgetragen wird; hierbei ist auf die Ecken besonderes Gewicht zu legen.

Über die Kosten runder Reservoire ohne Überdeckung, welche auf dem Erdboden aufruhen, macht Christophe folgende Angaben:

Behälter	bis	5	cbm	Inhalt	kosten	40	M.	das	cbm.
"	"	10	"	"	"	32	"	"	"
"	"	25	"	"	"	26	"	"	"
"	"	50	"	"	"	22	"	"	"
"	"	100	"	"	"	18	"	"	"
"	"	500	"	"	"	13	"	"	"
"	"	1000	"	"	"	12	"	"	"

93. Rechteckige Reservoire.

Die Ausführung erfolgt nach der Bauweise Monier, mit Streckmetall oder nach dem System Hennebique.

Die Armierung der Wände bei der Bauart Monier ist im Wesen dieselbe wie bei den Platten. Oberhalb der Erde stehende Behälter erhalten ein an der Außenseite liegendes Eisennetz; bei größeren Abmessungen kommt wohl auch doppelte Armierung zur Anwendung. Um die Spannweiten der Wände und damit die in ihnen wirkenden Biegungsmomente zu vermindern, ist die Einschaltung von Zwischenwänden empfehlenswert, wodurch der Behälter in Teile zerlegt wird.

Eine ähnliche Bauart tritt bei der Verwendung des Streckmetalls ein, zu dessen Stützung und Spannung Rundeisenstäbe oder gewalzte Profile benützt werden. Mit Hilfe der Teilung des Behälterraumes durch Zwischenwände ist die Schaffung unbegrenzt großer Kubikinhalte möglich.

Einen einheitlichen Reservoirraum lassen das System Hennebique und die verwandten Bauweisen zu. Die Wände sind durch außen

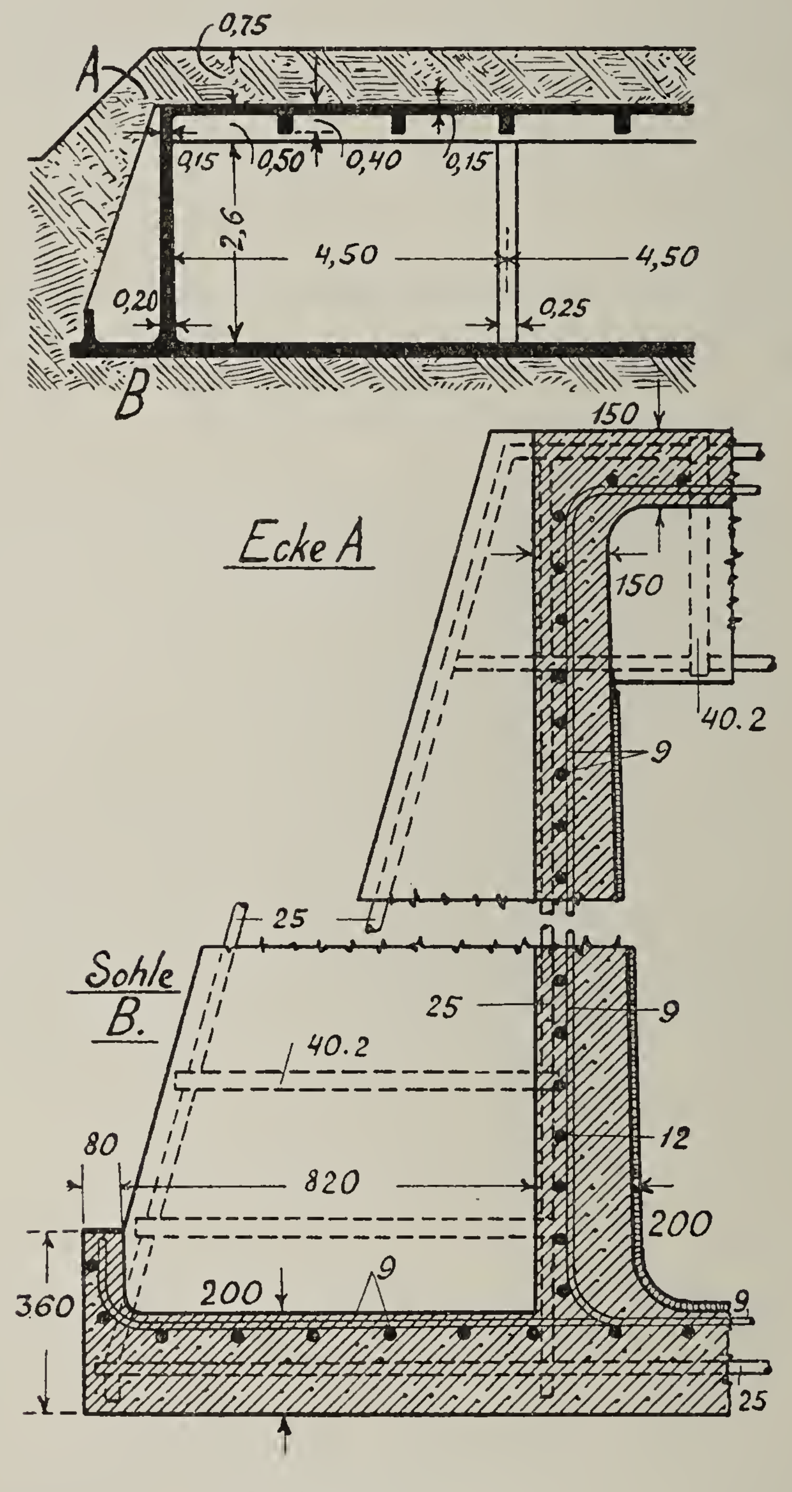


Abb. 265 bis 267.

angebrachte armierte Betonrippen in dem Wasserdruck entsprechenden Entfernungen unterstützt (Abb. 265 bis 267) und dadurch für sich standfähig. Es ist alsdann nur dafür Sorge zu tragen, daß ihr Biegungswiderstand für eine Spannweite genügt, die dem Rippenabstand gleich ist. Die Abb. 265 bis 267 zeigen die Schnitte durch ein mit Erdreich bedecktes Reservoir, dessen Decke eine von armierten Säulen getragene, horizontale trägerlose Rippenkonstruktion bildet. Auch hier sind der Flächenausdehnung keine Schranken gesetzt. Die

Anwendung äußerer Rippen wird nur dort zu empfehlen sein, wo es sich um Behälter in der Erde oder auf nicht kostbarem Raume handelt. Es unterliegt jedoch keinen konstruktiven Schwierigkeiten, die Rippen auch nach innen zu verlegen; ein Nachteil dieser Anordnung ist aber die Gefahr des Undichtwerdens.

94. Runde Wasserbehälter.

Die einfachste Ausführung runder Behälter bietet die Zylinderform mit der üblichen lotrechten und wagerechten Armierung, welche aus Rundeisenstäben oder kleinen Profileisen in I-, ⊥- oder ⊏-Form bestehen kann. Die Stärke der Wände ist im Minimum mit 50 mm zu bemessen und nimmt nach unten bis zu 100 bis 120 mm zu. Die Abb. 268 stellt einen solchen Behälter in einem Wasserturm dar, dessen Decken aus armierten Betongewölben

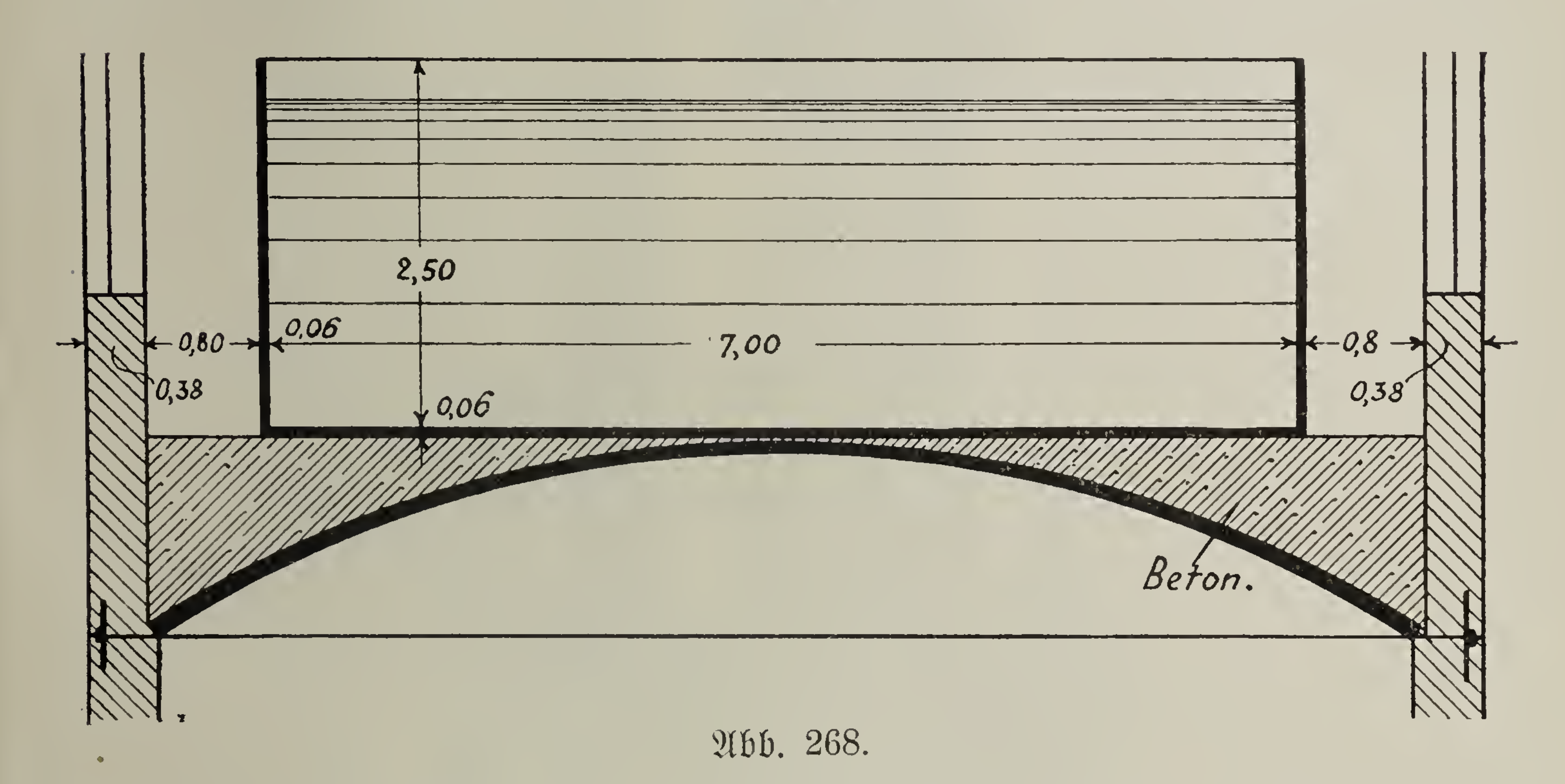


Abb. 268.

bestehen, auf welchen die Reservoire aufruhen. Ein interessantes Objekt ist der Hochbehälter der Baumwollspinnerei L. Weiß in Leibnitz (Steiermark), von H. Küppers in Graz ausgeführt. Das Reservoir sowie die darüber gebaute Hütte (Abb. 269 und 270) ist aus Monierbeton hergestellt, durch Korkplatten und Schlackenbeton gegen Frost isoliert und ruht auf einem hohen Gitterständer aus armiertem Beton. Die Ständer besitzen quadratischen Querschnitt von 60 × 60 bis 45 × 45 cm; die Abmessungen der Diagonalen betragen 20 × 20, jene der Querbalken 20 × 30 cm. Die Armierung wird durch 10 bis 20 mm starke Rundeisen gebildet.

In den Abb. 271 bis 275 sind ein Gesamtschnitt und mehrere Einzelheiten eines gedeckten Behälters, der vollständig vom Erdreich eingeschlossen ist, abgebildet. Die Stärke der lotrechten Wandungen nimmt von 100 auf 140 mm zu; die Armierung, deren Berechnung mit den Formeln 319 bis 322 (Absatz 92, Seite 184) zu geschehen hat, besteht aus 8 mm starken Vertikalstäben und 8 bis 13 mm dicken Kreisringen. Der armierte Boden ruht auf einer 20 cm

dicken mageren Betonschichte. Die Ringarmierung im Kämpfer (Querschnittsermittlung nach Formel 315, Seite 176) wird durch zwei]-Profile gebildet, an welche sich die Eisenstäbe der flachen Kuppel anschließen. Diese ist mit 1/6 Stich in 80 mm Stärke ausgeführt und trägt in ihrer Mitte einen armierten Luftschacht. Ist das Reservoir entleert, so erzeugt der Erddruck in den Wandungen Pressungen, deren einwandfreie Aufnahme durch das Zusammenwirken

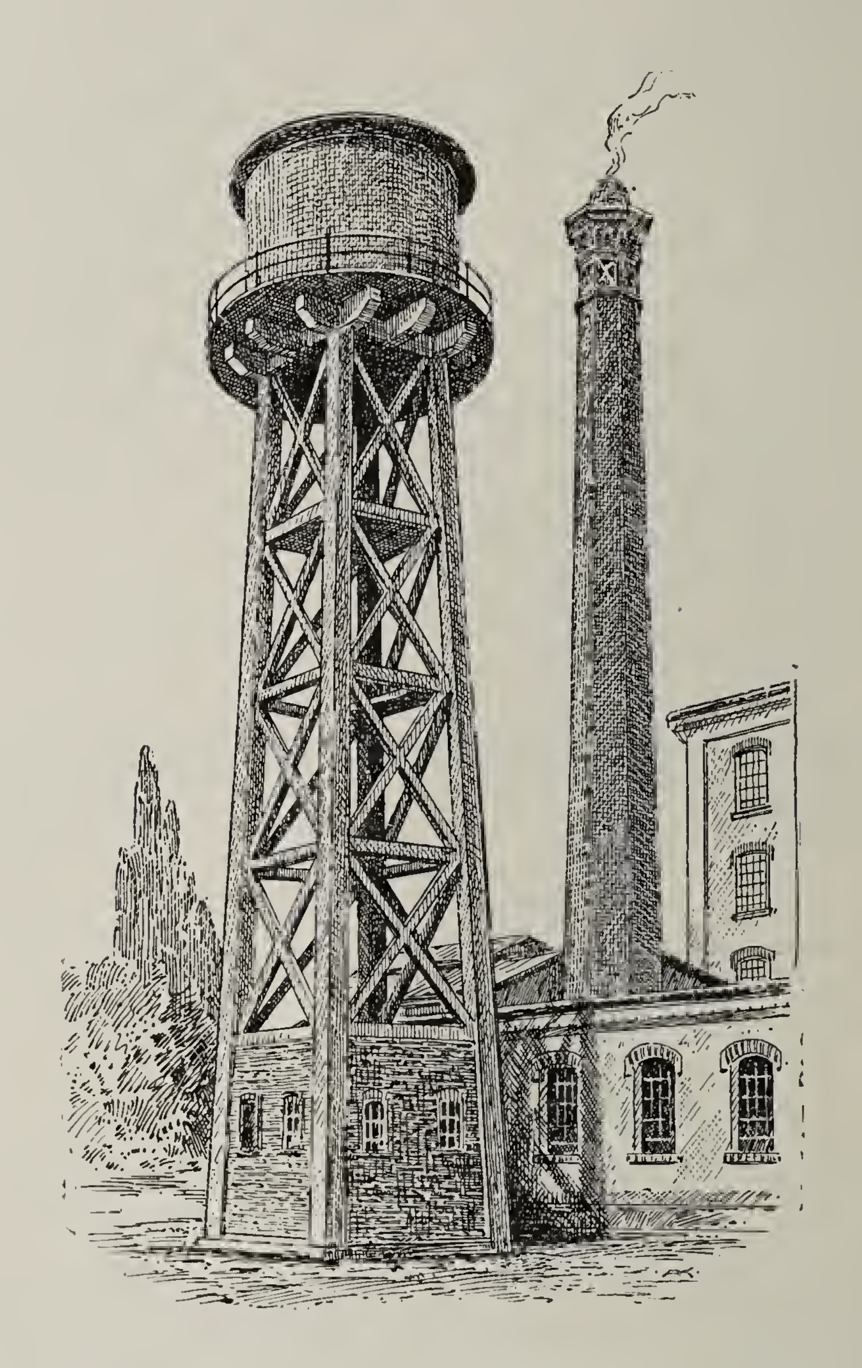


Abb. 269. Hochbehälter der Baumwollspinnerei L. Weiß in Leibnitz in Steiermark.

des Betons und Eisens gewährleistet erscheint. Es läge nahe, die Ringarmierung unter dem Gesichtspunkt zu bemessen, daß Erd- und Wasserdruck gleichzeitig wirken, deren Ergebnis aus der Differenz beider besteht. Eine solche Rechnung wird jedoch nicht jene Sicherheit für alle Fälle bieten, die von einem solch wichtigen Bauwerk erwartet werden muß.

Die Abb. 276 bis 279 stellen einen Hochbehälter dar, der wie ein Eisenbehälter nach der Bauart von Dr.-Ing. Intze aus Eisen und Zementmörtel konstruiert ist. Das System charakterisiert sich durch den kuppelförmigen

Boden zwischen den Auflagern, die aus Mauerwerk oder Säulen bestehen können, und den schräg auskragenden ringförmigen Bodenteil, auf welchem die kreiszylindrische Wandung aufruht. Seine Vorteile bestehen in der großen Wirtschaftlichkeit des Behälters sowohl wie des Unterbaues.

Dem wagerechten Schub H des Kuppelbodens (Formel 313, Seite 176), welcher aus dem Wassergewicht Q über demselben entsteht, wirkt die horizontale Seitenkraft H_1 entgegen, die sich bei der Zerlegung des über der Mantelfläche des abgestumpften Kegels wirkenden Wassergewichtes Q_1 (ein-

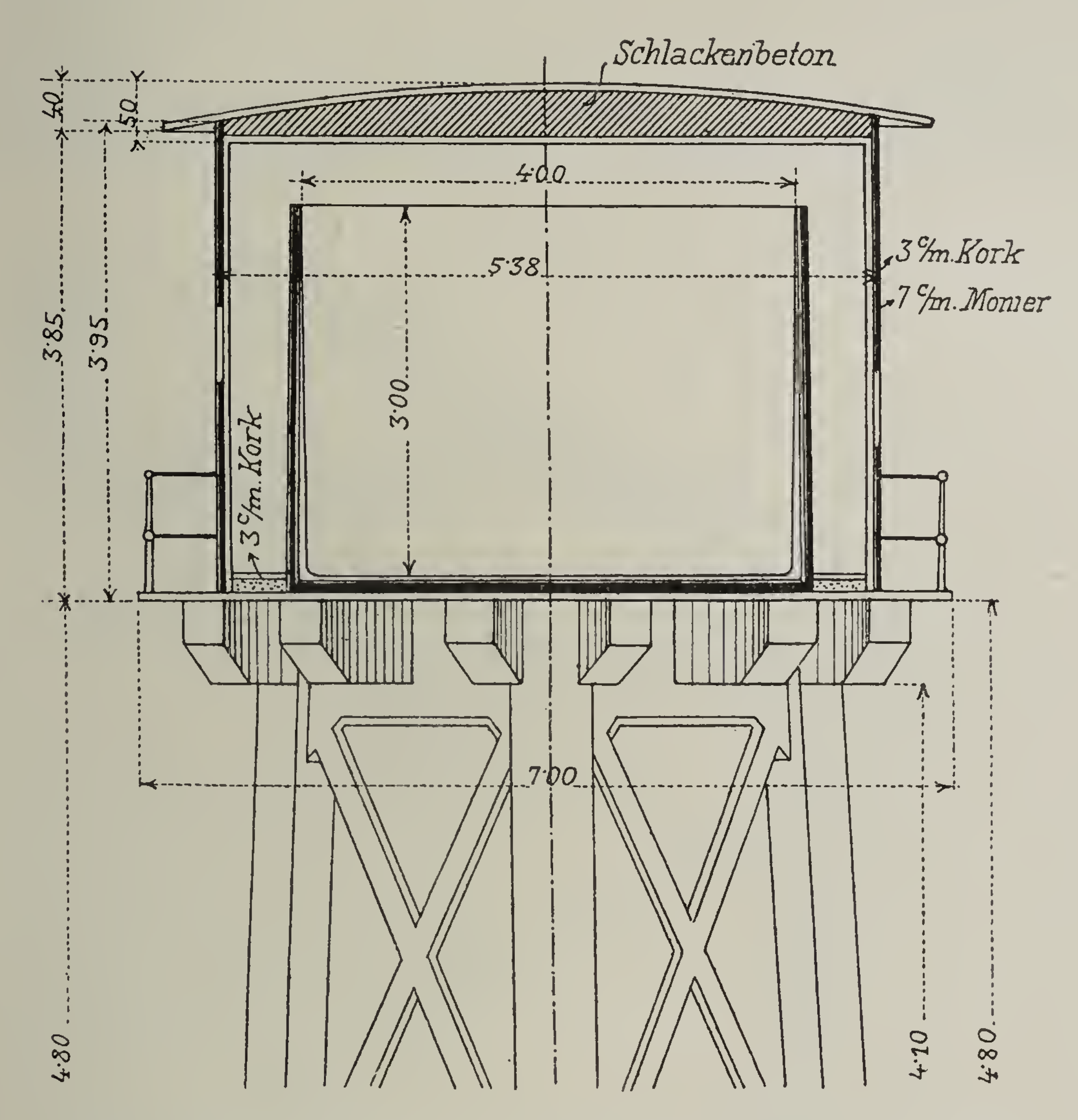


Abb. 270. Hochbehälter der Baumwollspinnerei L. Weiß in Leibnitz (H. Küppers, Graz).

schließlich der Eigenlast der Wandung und Überdeckung) in zwei Komponenten — in der Richtung der Mantellinie (N_1) und in der Wagerechten (H_1) — ergibt. Die günstigsten Konstruktionsverhältnisse entstehen dann, wenn $H = H_1$ ist, da hierbei der Auflagerungsring keine Seitenbeanspruchung erleidet. Die Ringarmierung des auskragenden Bodens hat der Seitenkraft H_1 (Formel 315, Seite 176), die Mantellinienarmierung der schrägen Kraft N_1 zu genügen. Die zylindrische Durchbrechung des Reservoirraumes in Abb. 276 dient für die Aufnahme einer Treppe. Nach dem Prinzip der Intze-Behälter können auch an bestehenden Schornsteinen u. dergl. Reservoire angebracht werden, deren Mittelteil durch den Schornsteinschaft ausgefüllt ist.

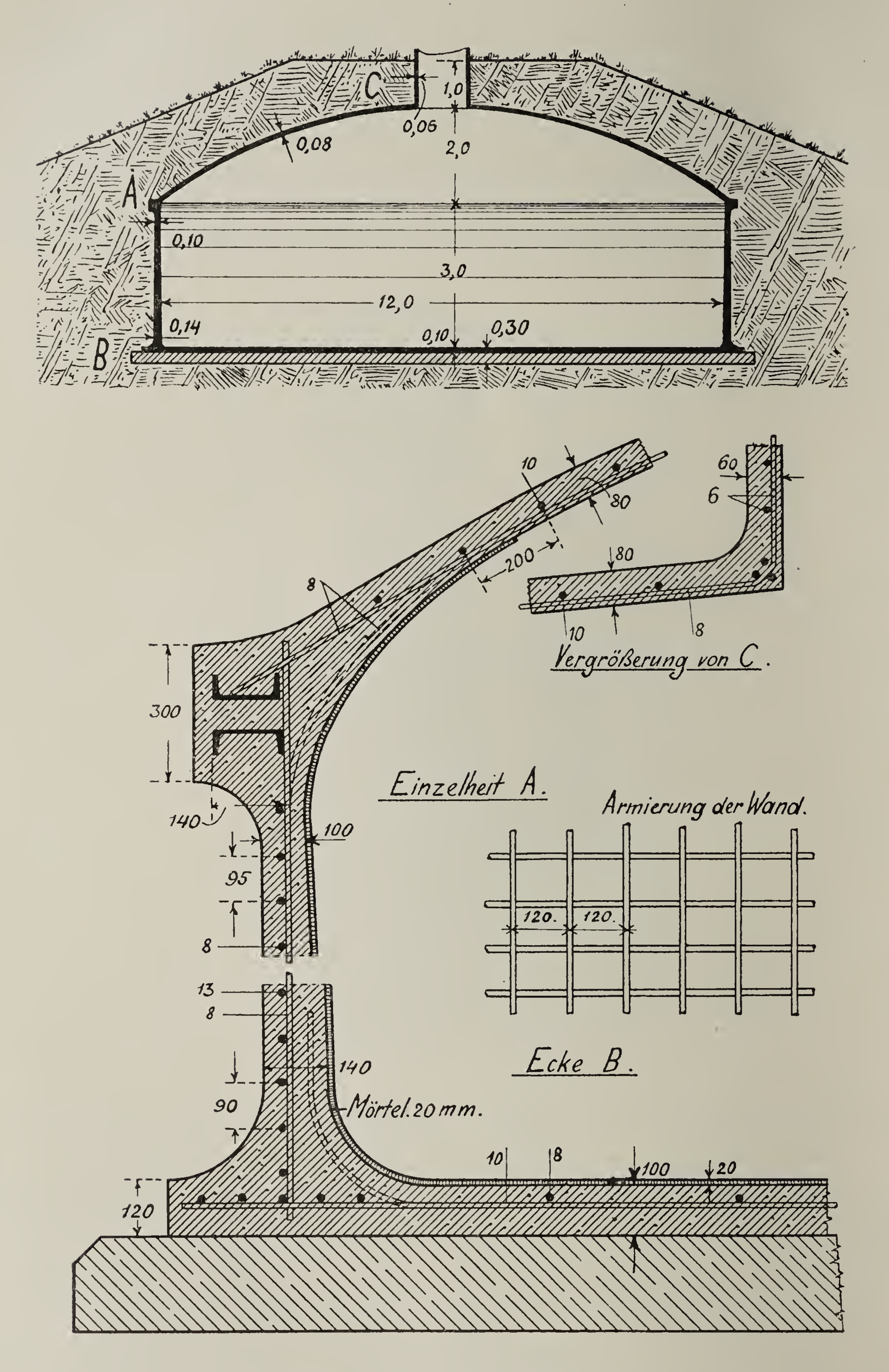


Abb. 271 bis 275.

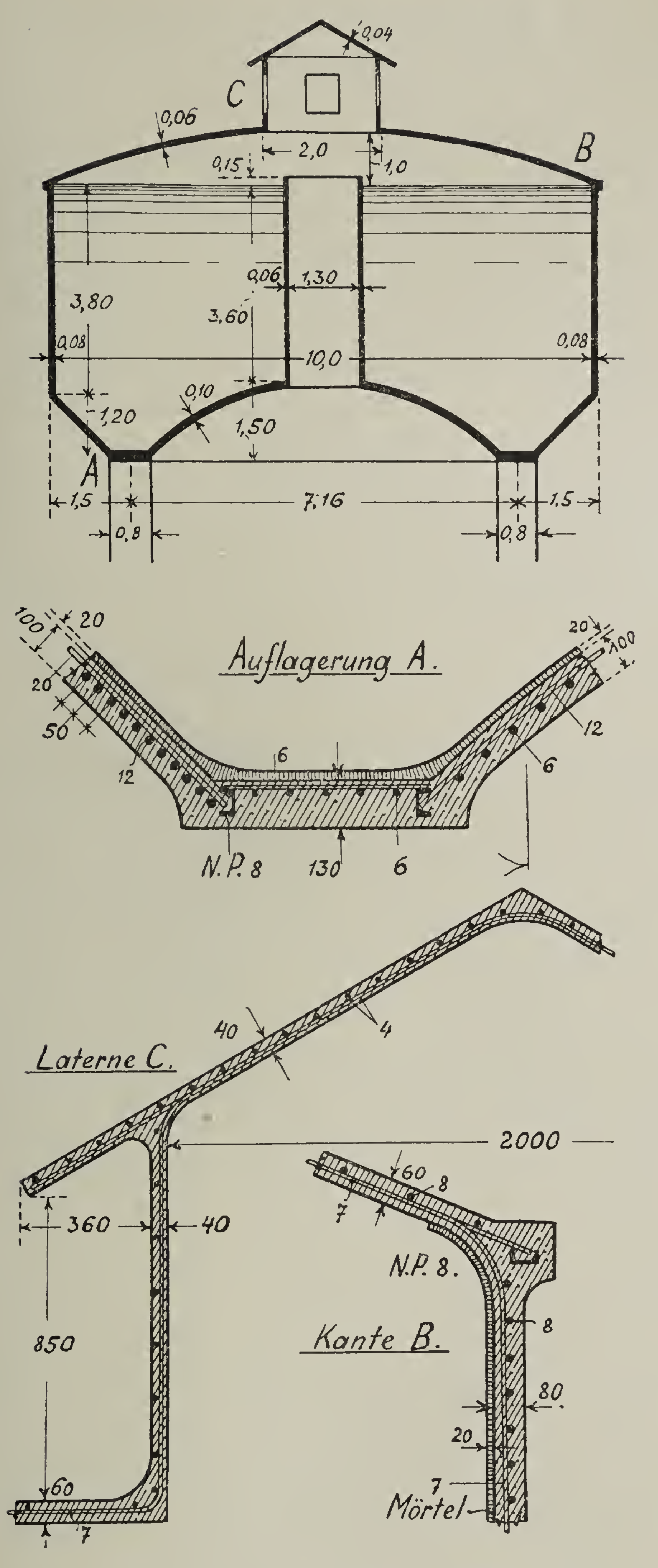


Abb. 276 bis 279. Hochbehälter, System Intze.

G. Konstruktion von Brücken.

95. Allgemeines über Brücken aus Eisenbeton.

Nach der statischen Wirkung des Tragwerkes sind zwei Haupttypen, die Balken- und die Bogenbrücken, zu unterscheiden. Die ersteren erhalten die Form von Platten für ganz geringe Spannweiten zur Überdeckung von Durchlässen, oder sie werden als Rippenbalken nach verschiedenen Systemen für größere Lichtweiten konstruiert; es sind jedoch auch ihnen verhältnismäßig enge Grenzen gezogen, die durch das wachsende Eigengewicht, die höheren Kosten und die Festigkeit des Betons bestimmt sind. Sie dienen deshalb meist als Ersatz von Blech- oder kleinen Gitterträgern, denen gegenüber sie innerhalb gewisser Grenzen betreffs der Herstellungskosten, insbesondere aber in der Erhaltung, überlegen sind. Die Balkenbrücken werden nicht imstande sein, im modernen Brückenbau Umwälzungen hervorzurufen; solche sind vielmehr von den Bogenbrücken zu erwarten, die mit den eisernen Brücken auch bei größeren Spannweiten in siegreichen Wettbewerb treten und die Steingewölbe ersetzen können.

Die Vorteile der Eisenbetonbrücken bestehen in der raschen Herstellung, in der Möglichkeit geringerer Kosten als Stein- und Eisentragwerke, in dem kleineren Eigengewicht gegenüber Steingewölben, wodurch die Horizontalschübe und die Abmessungen der Widerlager vermindert werden; die Bogen sind schlanker, weil die absoluten Kräfte geringer sind, die spezifischen Drücke aber höher bemessen und außerdem auch Zugspannungen ohne Gefahr aufgenommen werden können. Das elastische Verhalten ist vollkommener, und ihr monolithischer Charakter befähigt sie, bedeutenden Stößen Widerstand zu leisten. Die ausgeführten Eisenbetontragwerke haben sich bei Hochwässern besser bewährt als die anderen Bausysteme. Gegenüber den Eisenbrücken insbesondere besitzen sie den Vorteil, daß sie keinerlei Unterhaltungskosten verursachen, da das Armierungseisen durch die Umhüllung mit Beton gegen Rost vollständig geschützt ist. Von diesem Gesichtspunkte sind bestehende Eisenbrücken ganz oder teilweise in Beton eingebettet worden, um sie der weiteren Zerstörung zu entziehen. Ein allgemeiner Vorteil ist die außerordentlich leichte Formengebung; es bietet z. B. die Anbringung weit auskragender Fußwege, die Herstellung schiefer Überbrückungen usw. keine konstruktiven Schwierigkeiten.

Die Fahrbahn der Straßenbrücken kann in der üblichen Weise mit einer Zwischenlage von Sand hergestellt werden. Zuweilen dient die Oberschichte des Betons direkt als Fahrbahn, die mit einer fetteren Mörtelschichte abgeglichen wird; hat man doch in neuester Zeit Straßenpflasterungen mehrfach aus Beton ausgeführt. Die Aufbringung eines Asphalt- oder Holzpflasters kann in gleicher Weise wie im Straßenbau erfolgen. Indessen ist in allen Fällen eine wasserdichte Abdeckung der tragenden Betonmasse erwünscht. Für Fußwege wird eine fettere, aufgerauhte Zementschichte oder ein dünner Überzug

mit Asphalt genügen. Bei Eisenbahnbrücken ist es möglich, die Schienen unmittelbar auf den Beton zu verlegen; doch ist es selbstverständlich empfehlenswerter, die übliche Bettung (Kies und Schotter mit Schwellen) anzuwenden.

Langen armierten Betonbrücken muß zur Vermeidung von Rissen die Möglichkeit gegeben werden, sich mit den Temperatur- und Feuchtigkeitsschwankungen auszudehnen und zusammenzuziehen. Sofern die zu erwartenden Längenänderungen durch die Elastizität oder durch Gelenke (bei Bogen) nicht unschädlich gemacht werden können, sind in Abständen von 30 bis 40 m Dilatationsfugen anzuordnen, durch welche lange Bauwerke in einzelne Abschnitte zerlegt werden.[1])

α) Balkenbrücken.

96. System Monier.

Diese Bauart eignet sich in der Form von Platten nur für ganz kleine Spannweiten, also zur Überdeckung von Durchlässen bis etwa 3 m Öffnung (Abb. 280). Die Berechnung der Stärke und der Armierung erfolgt

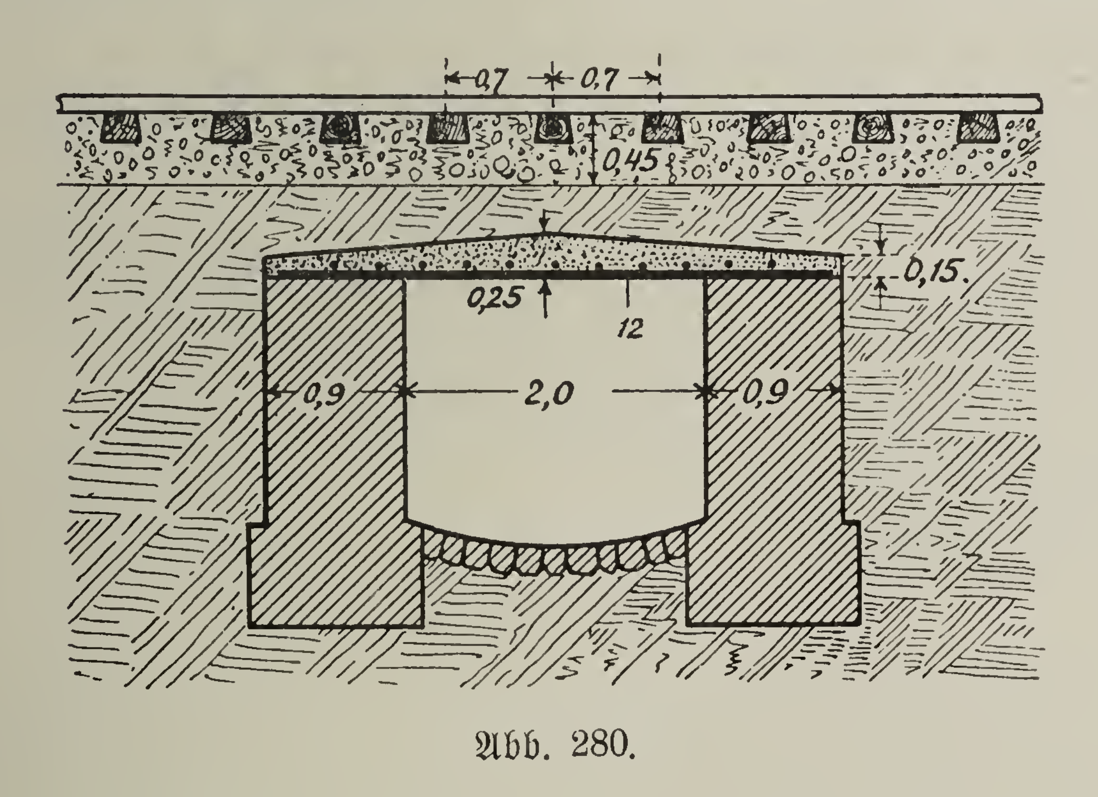


Abb. 280.

nach Absatz 24, Seite 43 u. f. Bei größeren Spannweiten werden die Eigengewichte zu groß, und sie sind dann nicht mehr ökonomisch.

Mit Vorteil wird das System Monier zur Herstellung von Fahrbahnen auf eisernen Tragwerken benützt (Abb. 281 und 282). Die leichteren Teile (Fußwege) können als ebene Platten auf I- oder ⊏-Trägern, die schwereren in Gewölbeform ausgeführt werden. Die Spannung der Gewölbe reicht von einem eisernen Querträger bis zum anderen (bis 5 m) mit

[1]) Straßenbrücke zwischen Wolfurt und Kennelbach nach System Hennebique mit 6 Öffnungen über die Bregenzer Ache.

etwa $^1/_{10}$ Stich, oder man schaltet Längsträger ein, welche quergespannte Gewölbe tragen. Die wagerechte Abdeckung geschieht durch Ausfüllung mit leichtem Beton, auf welchem das Pflaster verlegt wird.

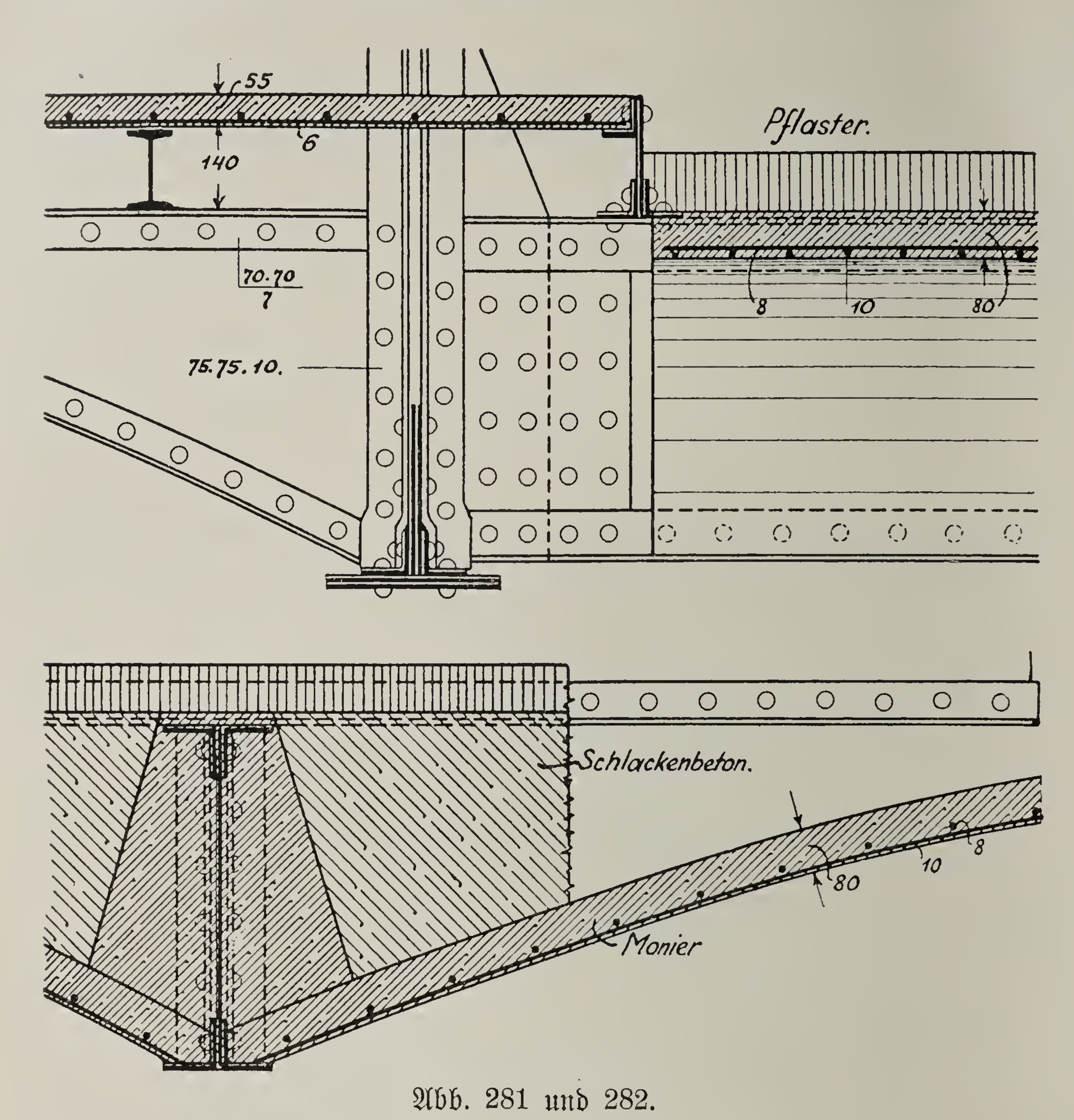


Abb. 281 und 282.

Für größere Trägerentfernungen wendet man Hennebique-Platten an. — Es unterliegt keiner Schwierigkeit, auch andere Systeme für die Fahrbahnkonstruktion zur Geltung zu bringen, unter welchen sich besonders das Streckmetall bewährt hat.

97. Gerippte Balkenbrücken.

In ihrer Konstruktion sind wesentliche Unterschiede gegen die trägerlosen Rippendecken (Absätze 52 bis 55, Seite 107 bis 116, Berechnung Seite 50 u. f.) nicht zu verzeichnen. Sie werden wie diese nach den Bauarten von Hennebique, Wayß, Luipold, Ast, Möller usw. ausgeführt.

Das nach der Spannweite größte bisher ausgeführte Bauwerk dieser Art ist die von der Firma Ast & Co. in Wien im Winter 1903/04 erstellte

Fußwegbrücke über die Schwarza in Payerbach (Nieder-Österreich). Die Tragkonstruktion besteht aus einer 2,30 m breiten Platte von 20 cm Dicke und aus zwei Rippen, deren Höhe vom Auflager gegen die Mitte von 90 bis 140 cm wächst. Die Spannweite zwischen den Widerlagern beträgt 26 m, die gesamte Konstruktionshöhe in der Mitte 1,6; das Verhältnis ist $^1/_{16}$ (Abb. 283 bis 285). Die Armierung der Rippen besteht aus 7 Rundeisen von je 48 mm Durchmesser, welche entsprechend den

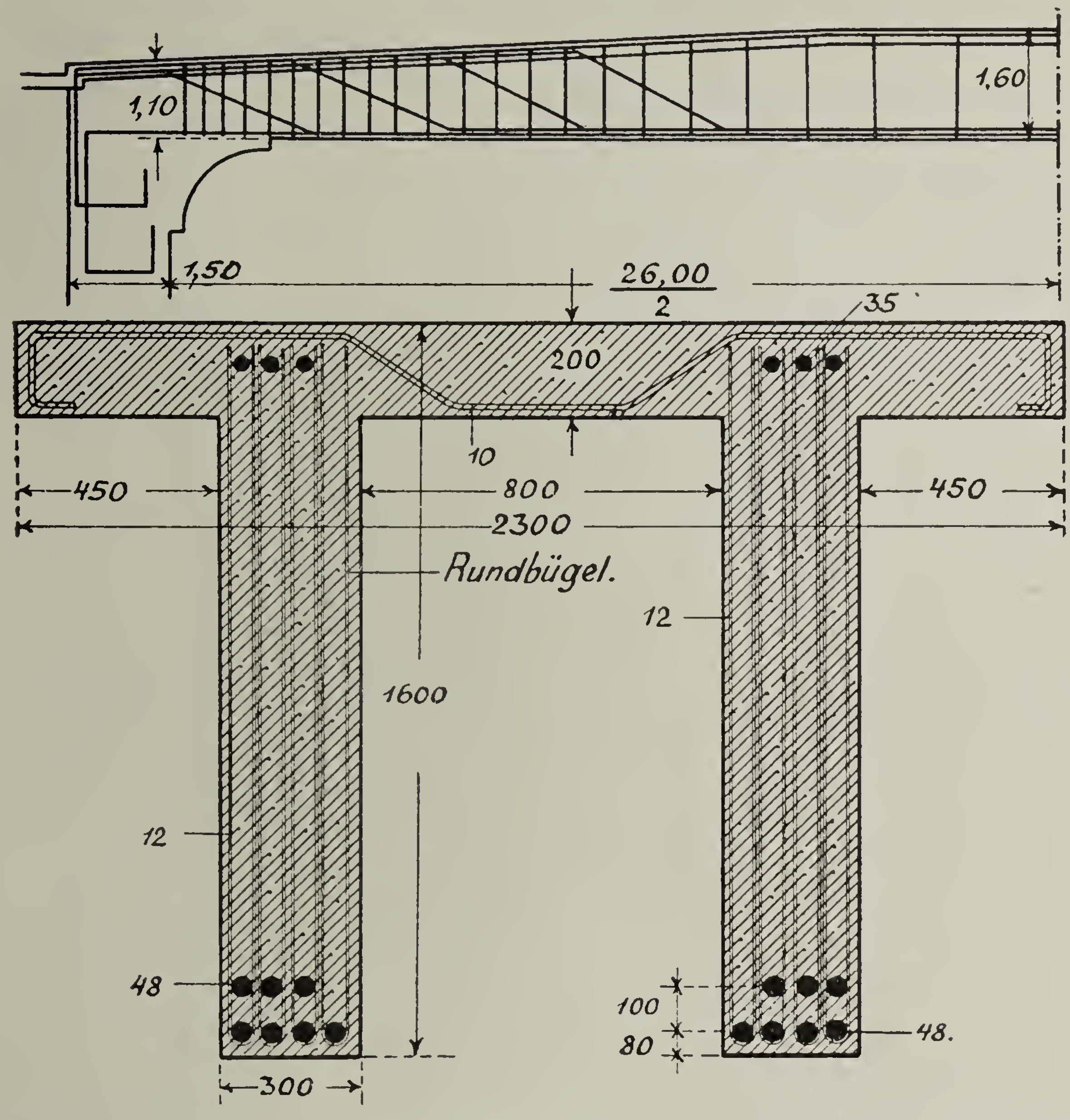


Abb. 283 und 284. Brücke über die Schwarza. Armierungs-Schema.

gegen die Auflager abnehmenden Biegungsmomenten und zunehmenden Querkräften der Reihe nach gegen den Druckgurt in die Höhe geführt sind. Da die Deckenplatte zur Aufnahme der Druckkräfte nicht ausreichte, so ist auch diese mit 3 Rundeisen von 35 mm über jeder Rippe armiert. Außer den schief abgebogenen Zugeisen dienen noch zahlreiche lotrechte Bügel zur Aufnahme der Schubspannungen. Die Bügel haben Kreisquerschnitt mit 12 mm Durchmesser. Die größten Beanspruchungen betragen im Beton 35,4, im Zugeisen 733 kg/qcm nach dem von der Firma gebrauchten Rechnungsverfahren, wobei die Brücke als ein auf zwei Stützen frei aufruhender Balken betrachtet ist. Da derselbe an den Auflagern kräftig verankert ist, so sind die Spannungen tatsächlich viel geringer. Die 32 m langen Rundstangen



Abb. 285. Brücke über die Schwarza in Payerbach, Lichtweite 26 m (Ast & Co., Wien).

sind im Eisenwerk aus je drei Stücken zusammengeschweißt und richtig geformt an die Baustelle gebracht. Die Brückenbahn ist mit Asphalt belegt. Der Beton besteht aus 1 Teil Zement und 3 Teilen Kies und Sand.[1])

Die Abb. 286 und 287 stellen die Querschnitte einer Straßen- und einer Eisenbahnbrücke dar. Erstere besteht aus einem zweirippigen Balken, dessen Platte durch armierte Querträger unterstützt ist, auf welchen

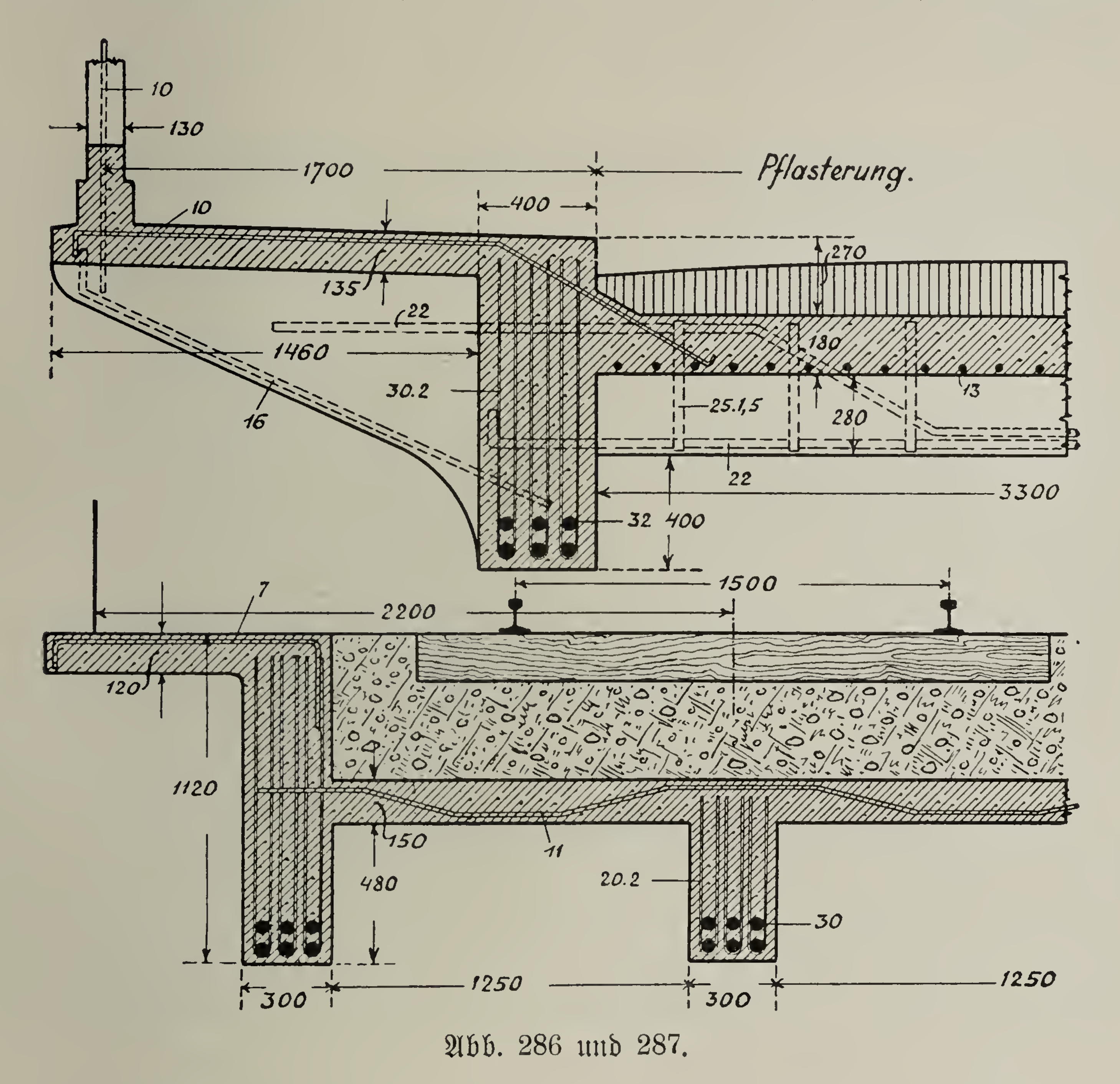


Abb. 286 und 287.

die Fahrbahn aufruht. Die Fußwege sind ausgekragt und durch Rippen verstärkt. Das Geländer ist ebenfalls in armiertem Beton hergestellt. Das Tragwerk der Eisenbahnbrücke wird aus drei Rippen mit zwischenliegender Platte gebildet, welche zur Aufnahme der Schotterbettung dient.

Brücken von 6 bis 16 m Lichtweiten nach der Hennebiqueschen Bauweise und nach den verwandten Systemen sind sowohl für Straßen wie für Eisenbahnen in zahlreichen Fällen ausgeführt worden. Eine besondere Anordnung zeigt die Straßenbrücke bei Krapina mit 20 m Spannweite dadurch, daß ihre Rippen nicht vollwandig, sondern mit 8eckförmigen Aus-

[1]) Die Angaben sind aus Beton und Eisen 1904, 1. Heft, entnommen.

nehmungen versehen sind (Arkadenträger). Die ausgedehnteste Verwendung der Rippenbalken fand bei der Überdeckung der Wiener Stadtbahn (Donaukanallinie) auf 2 km Länge statt. Ihre Spannweiten reichen hierbei bis 12,7 m; die Rippenabstände betragen 1,6 m; auf ihnen ruht ein asphaltierter Bürgersteig.

Zu den Rippenbalken, jedoch von der Hennebiqueschen Bauweise grundsätzlich abweichend, gehören die Möller-Träger (s. Absatz 55, Seite 115 und 116). Die Abb. 288 und 289 zeigen den Längen- und Querschnitt einer 20 m weit gespannten

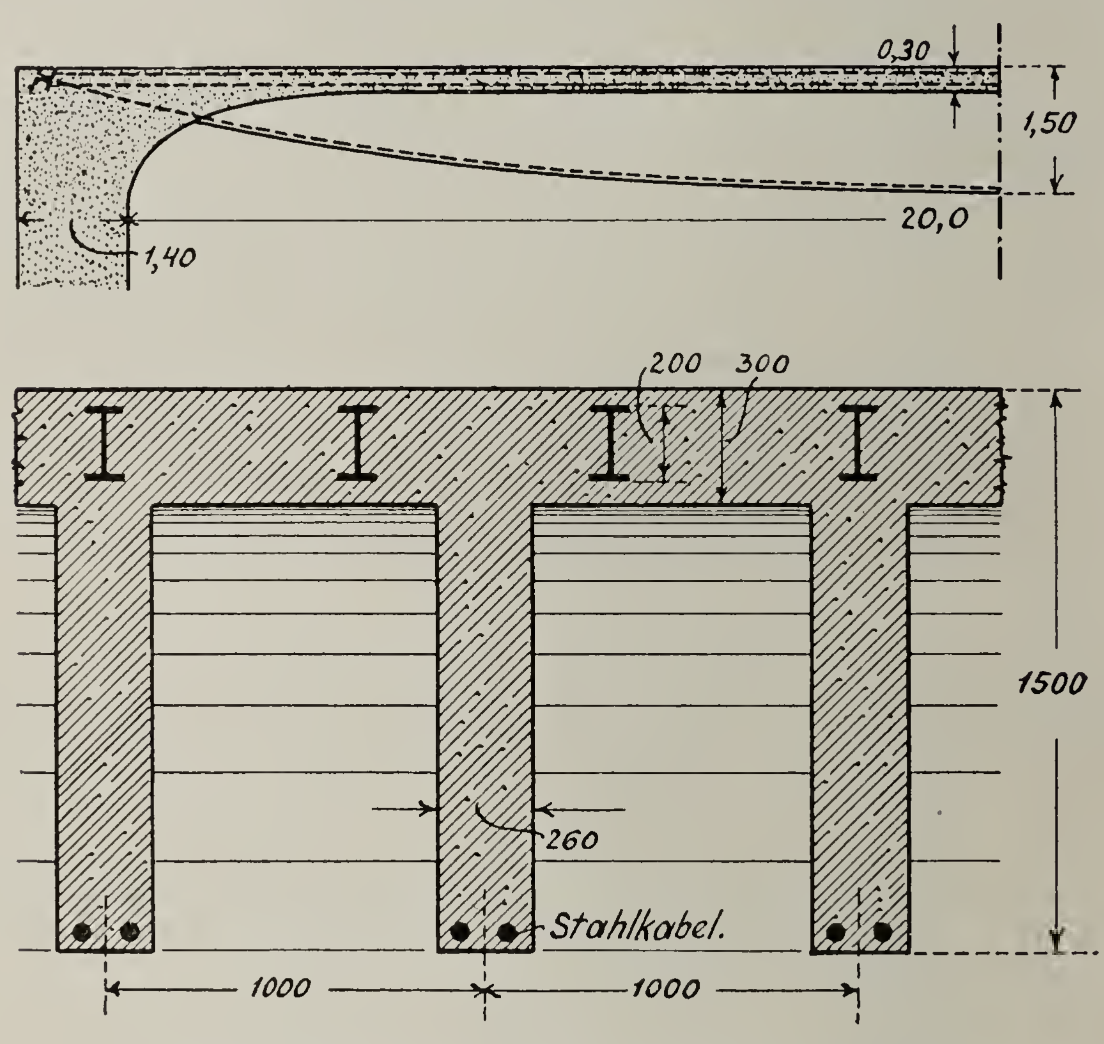


Abb. 288 und 289. Brücke nach Bauart Möller.

Möllerbrücke, deren Zugarmierung aus Stahlkabeln und deren Druckarmierung aus gewalzten Profilen besteht. Bauwerke in diesem System sind neben andern ausgeführt zur Überdeckung der Pleiße in Leipzig bei 11 bis 14,6 m Spannung und über 400 m Länge, die Straßenbrücke über die Elster in Plauen i. V. von 24 m Lichtweite, die Straßenbrücke über die Ocker in Braunschweig von 23 m Weite.

98. Gitterbrücken aus Eisenbeton.

Die nach dem Prinzip der eisernen Fachwerkträger hergestellten armierten Betonbrücken erhalten parabel-, halbparabelförmigen oder geraden Obergurt. Während in den Druckelementen Beton und Eisen zusammen wirksam sind, müssen in den Zugstäben die Eiseneinlagen allein imstande sein, die Spannkräfte aufzunehmen. Bei den Parabelbrücken ist die Fahrbahn in der

Ebene des Untergurts anzubringen. Ausgeführte Bauwerke dieser Art sind eine von Ing. Piketty projektierte Brücke mit 3 Öffnungen von je 24 m Spannweite und 6 m Höhe, sowie das Versuchsobjekt Considères, Pont d'Ivry in Paris, mit umschnürtem Beton. Dasselbe besteht aus zwei Parabelträgern von 2,3 m Höhe, welche im Abstand von 2,5 m am Untergurt durch eine 6 cm dicke und durch Querträger versteifte Platte verbunden sind. Die Spannweite beträgt 20 m. Der Druckgurt hat 8eckigen Querschnitt von 25 cm Durchmesser, welcher mit 8 Rundeisen von 11 mm



Abb. 290. Gitterbrücke, System Visintini; Spannweite 13 m.

Durchmesser längsarmiert und mit 9,55 mm starken Drähten umschnürt ist, die eine doppelgängige Schraubenlinie von 20 cm Durchmesser mit 31 bis 36 mm Ganghöhe bilden. Im Mittelfelde war für den Versuchszweck noch ein anderer Querschnitt eingeschaltet. Die Konstruktion zeigte bei der Erprobung zum Teil eine erstaunliche Festigkeit; zum Teil zeigten sich Ausführungsfehler, die für den Bestand derartiger Bauwerke gefährlich werden können. Es ist daher zweifelhaft, ob solche Brücken in der Praxis Eingang finden werden (Considère beabsichtigte, eine Gitterbrücke von 60 m Spannweite auszuführen. Siehe auch Absätze 29 und 75).

Eine erprobte und billige Ausführung parallelgurtiger Gitterträger stellen

die Visintini-Balken dar (s. Absatz 71). Für größere Weiten (ausgeführt bis 17 m) werden dieselben am Ort der Verwendung in Formen hergestellt und nach dem Erhärten durch einfaches Kippen in ihre bleibende Lage gebracht (Abb. 290).

β) Bogenbrücken.

99. Spannweiten, Gelenke, Gestalt und Kosten.

Während die Balkenbrücken aus Eisenbeton für Lichtweiten von höchstens 25 bis 30 m in Betracht kommen können, bieten die Bogenbrücken oder Gewölbe aus Stein und Metall ein Mittel, um das vielfache größere Öffnungen in massiver Bauweise zu bewältigen, wenn dieselben auch jetzt über etwa 60 bis 70 m noch nicht hinausgehen. Die größten Spannungen werden aber auch in Zukunft dem Eisenbau überlassen bleiben, da das Material stets die Grenzen der Spannweiten festsetzt. Ihre maximale Größe ergibt sich aus folgender Berechnung:

Bedeutet l die Spannweite, f den Pfeil, d die Gewölbedicke in m, p die Verkehrslast einschließlich Fahrbahnkonstruktion in Tonnen auf das Quadratmeter, σ die zulässige Druckspannung und s das spez. Gewicht des Materials, so wird der Horizontalschub des Dreigelenkbogens auf 1 m Breite (s. Abb. 249, Seite 172):

$$H = \frac{Q\,l}{8\,f},$$

wenn Q die Gesamtbelastung der Brücke auf 1 m Breite ist.

Nun ist aber angenähert für flache Bogen

$$Q = l\,(p + d\,s),$$

also

$$H = \frac{1}{8}\,\frac{l}{f}\,(p + d\,s)\,.\,l = \frac{1000}{8}\,\frac{l}{f}\,(p + d\,s)\,.\,l$$

in Kilogrammen.

Fassen wir einen flachen Bogen ins Auge, dessen Axialkraft = H gesetzt werden kann, und nehmen wir an, daß die Verkehrslast keine großen Abweichungen der Drucklinie von der Bogenachse erzeugt, wie es bei weiten flachen Bogen tatsächlich der Fall sein wird, so muß bei gleichmäßiger Verteilung der Pressungen σ

$$H = 100\,.\,100\,d\,\sigma,$$

also

$$\frac{1000}{8}\cdot\frac{l}{f}\cdot(p + d\,s)\,.\,l = 10\,000\,d\,\sigma,$$

woraus die maximale Spannweite

$$l = \frac{80\,d\,\sigma}{p + d\,s}\cdot\frac{f}{l} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (323.)$$

Für die unbelastete Brücke (p = 0) vom Pfeilverhältnis $\frac{1}{f} = 10$, mit dem spezifischen Gewicht s = 2,4 und der zulässigen Pressung $\sigma = 60$ kg/qcm wird die theoretisch mögliche Spannweite

$$l = \frac{80 \,.\, d \,.\, 60}{0 + d \,.\, 2{,}4} \cdot \frac{1}{10} = 200 \text{ m.}$$

Hierbei ist die Stärke des Gewölbes gleichgültig. Ist ein p vorhanden, dann erleidet auch das stärkste Gewölbe Pressungen, die größer als das angenommene σ sind.

Wird die Auflast p = 0,8 t/qm und d = 1 m angenommen, so ergibt sich die mögliche Spannweite mit

$$l = \frac{80 \,.\, 1 \,.\, 60}{0{,}8 + 1 \,.\, 2{,}4} \cdot \frac{1}{10} = 150 \text{ m.}$$

Unter den gleichen Annahmen, aber mit d = 4 m ist

$$l = \frac{80 \,.\, 4 \,.\, 60}{0{,}8 + 4 \,.\, 2{,}4} \cdot \frac{1}{10} = 185 \text{ m,}$$

also nicht wesentlich größer als mit d = 1 m.

Da die größten ausgeführten Eisenbetonbrücken kaum mehr als ein Drittel der theoretisch möglichen Spannweiten besitzen, so steht diesem Zweige moderner Bauweisen wahrscheinlich noch eine gewaltige Ausdehnung bevor; sie sind berufen, die kühnsten Ideen zu verwirklichen, von welchen die Gewölbebauer erfüllt sein können.[1])

Bezüglich der im Brücken- und Gewölbebau zu verwendenden Gelenke an den Kämpfern und im Scheitel ist Dr. Ing. von Emperger der Ansicht, daß gewölbte Brücken bis 12 m Spannweite ohne Gelenke, solche über 50 m aber stets mit drei Gelenken zu konstruieren seien, während für den Spielraum von 12 bis 50 m beide Ausführungsarten je nach den Verhältnissen vorteilhaft sind.

Nach der äußeren Form und der Armierung sind mehrere Systeme zu unterscheiden, deren wichtigste die Monier-, die Melan- und die Hennebiquebauweise sind. Während die erste Bauart meist in Deutschland und Österreich zur Anwendung gelangt, werden die Melanbrücken in Österreich, Nordamerika und Italien, die Hennebiquebogen vornehmlich in Frankreich ausgeführt.

Im übrigen sind die verschiedensten Anordnungen im Gebrauch; die Brücken können Stirnmauern mit Ausfüllung der Bogenzwickel oder Entlastungsbögen erhalten; es werden auch Längswände aufgebaut, welche zur Unterstützung der Fahrbahn dienen. Ferner sind noch die Rippenbogen und die Einzelbogen nach Art der eisernen Tragwerke mit auf Stützen ruhender oder aufgehängter

---

[1]) Unter Zuhilfenahme des umschnürten Betons können die zulässigen Pressungen voraussichtlich noch höher als 60 kg angesetzt werden. Bei 400—500 kg Druckfestigkeit bietet eine Beanspruchung von 100 bis 120 kg/qcm noch hinreichende Sicherheit. Siehe auch Probst, Ein Beitrag zum Steinbrückenbau, Deutsche Bauzeitung 1902, S. 7.

Fahrbahn zu erwähnen; im letzteren Falle dient diese gleichzeitig zur Aufnahme des Horizontalschubes.

Zum Vergleich der Kosten von großen Eisenbeton- und Eisenbrücken diene folgendes Beispiel: Zur Überbrückung der Seine an der Invaliden-Esplanade in Paris legte Coignet 1894 das Projekt einer Eisenbetonbrücke vor, deren Spannweite 112 m mit 6,93 m Pfeil betrug. Die Stärke des Bogens nahm von 1,20 auf 1,50 an den Kämpfern zu; die Hauptarmierung sollte aus I-Profilen bestehen. Die Kosten waren mit $3^1/_2$ Mill. Franken veranschlagt. Die ausgeführte Eisenbrücke (Pont Alexandre III) mit denselben Hauptmaßen verursachte 7 Millionen Kosten. Der Grund für die Ablehnung der Betonbrücke war hauptsächlich das geringe Vertrauen, welches man damals, im Beginn der Eisenbetonära, dem neuen Material entgegenbrachte.

100. Moniergewölbe-Brücken.

Die seit dem Jahre 1887 zur Ausführung gelangenden Moniergewölbe haben eine außerordentlich mannigfache Verwendung gefunden und sich ein weites Gebiet erobert. Sie werden für kleine und größere Spannweiten, für Fußwege, Straßen und Eisenbahnen benützt. Das Verhältnis der Spannweite zum Pfeil beträgt in der Regel 6 bis 10; sie charakterisieren sich schon äußerlich durch ihre Schlankheit, da die erforderlichen Abmessungen minimal sind. Ausgeführte Monier-Brücken weisen Gewölbstärken im Scheitel auf, welche den 160sten Teil der Spannweite und weniger betragen. Da das Eigengewicht derartiger Konstruktionen verhältnismäßig klein ist, so üben sie auch geringe Horizontalschübe aus; anderseits verursachen die beweglichen Lasten ein starkes Heraustreten der Drucklinie aus der Gewölbeachse und deshalb bedeutende Biegungsbeanspruchungen. Die Betonmischung ist mit 1 : 3 bis 1 : 5 zu wählen. Die Armierung besteht durchweg aus einem Rundeisennetz, dessen Tragstäbe in der Richtung der Spannweite und dessen Verteilungsstäbe senkrecht dazu angeordnet sind. Bei kleineren Objekten genügt eine einfache Drahtnetzeinlage an der inneren Laibung, von welcher ein Teil in der Nähe der Kämpfer gegen den Gewölberücken geführt wird. Größere Brücken sowie solche, deren Biegungsspannungen infolge der Verkehrsbelastung stark wechseln, erhalten im ganzen Bogen ein doppeltes Rundeisennetz (an der äußeren und inneren Laibung). Die Abb. 291 bis 294 geben den Längenschnitt, die Ansicht, den Querschnitt und mehrere Einzelheiten einer Monier-Straßenbrücke wieder, deren Abmessungen relativ sehr stark sind.

In der Regel werden die Moniergewölbe gelenklos ausgeführt; man läßt die Armierung in die Widerlager hineinreichen und verjüngt den Bogen von den Kämpfern gegen den Scheitel. Häufig reicht er bis zum festen Boden, an welchem er zur Übertragung der Drücke entsprechend verbreitert wird. Die dünnen Eisenbetonbogen vermögen den durch Temperaturänderungen, Feuchtigkeitseinflüsse oder durch das Nachgeben des Baugrundes erzeugten Deformationen leicht nachzugeben, ohne schädliche Spannungen zu erhalten.

Es werden daher nur bei sehr großen Brücken oder in besonderen Fällen Gelenke erforderlich.

Die Herstellungskosten hängen wesentlich von den örtlichen Verhältnissen, sowie von der Größe der überspannten Öffnungen ab. Gewölbe von 5 m Lichtweite kosten im Mittel 11 ℳ/qm, von 20 m 28 ℳ, von 40 m Weite etwa 46 ℳ/qm.

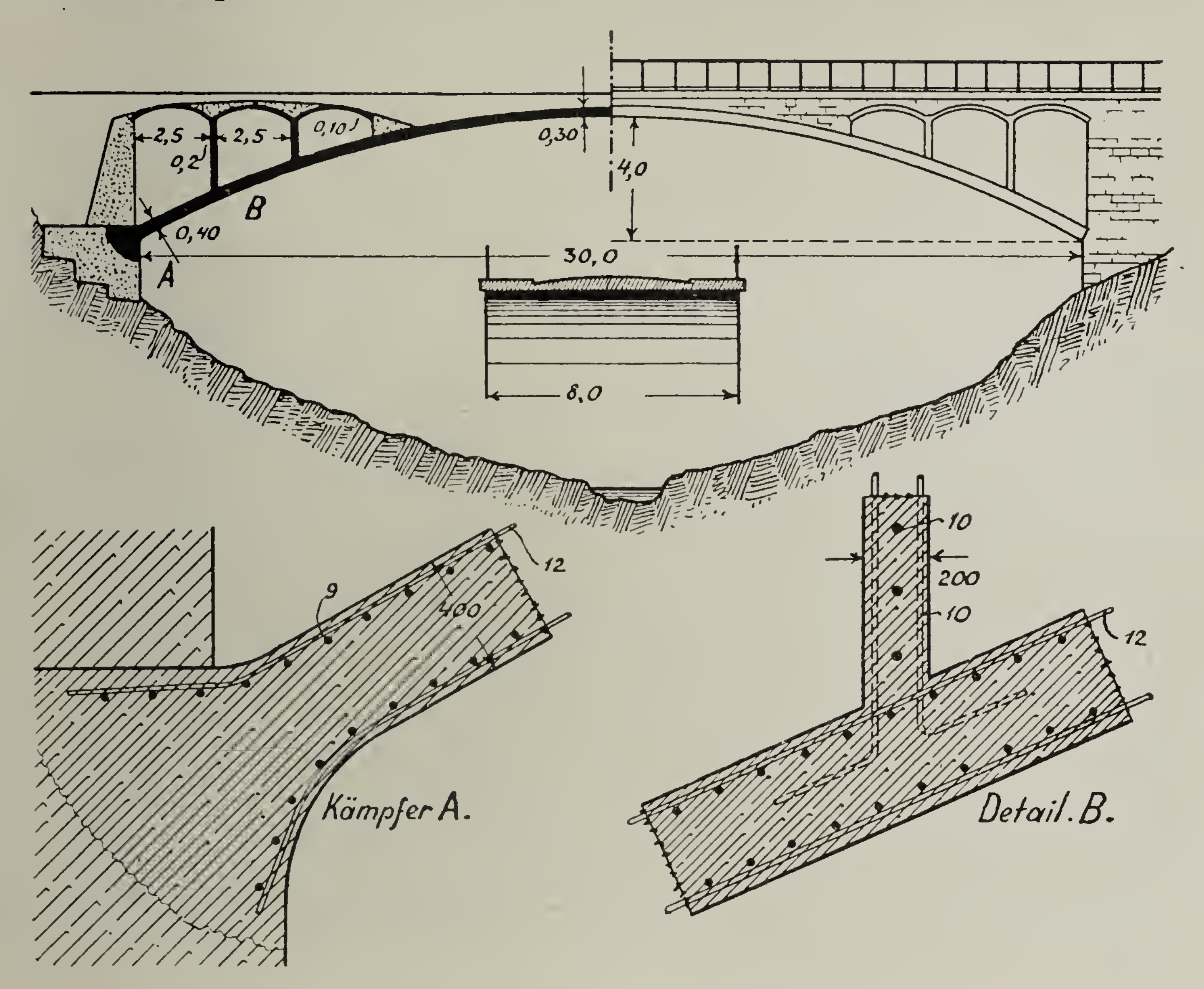


Abb. 291 bis 294. Moniergewölbe-Brücke.

Beispiele ausgeführter Monierbrücken ohne Gelenke:

Straßenbrücke über die Südbahn in Mödling; 3 Öffnungen, gr. Lichtweite 9,0 m, Pfeil 1,1 m, Scheitelstärke 15, Kämpfer 30 cm, Armierung 10 mm, Tragstäbe in 8,5 cm Entfernung.

Überwölbung der Wiener Stadtbahn, Vororte-Linie, Hohe Warte; Lichtweite 10,0 m, Gewölbestärken 15 und 20 cm.

Fußwegbrücke über die Eisenbahn bei Neunkirchen (Rheinprovinz); Spannweite 14,8 m.

Straßenbrücke bei Ingolstadt; Spannweite 15,5, Pfeil 1,5, Scheitelstärke 0,07 m.

Übergangssteg in der Station Falkenau a. d. Eger (Deutsch-Böhmen); Spannweite 16,5 m, Stich 1/4, Stärke im Scheitel 25, im Kämpfer 35 cm.

Straßenbrücke bei Nymphenburg in Bayern; Spannweite 17,3, Pfeil 1,85 m, Stärke im Scheitel 35 cm.

Wegbrücke über die Nagold zwischen Ebhausen und Altensteig (Württemberg); Spannweite 20,0, Pfeil 2,5, Scheitelstärke 0,20 m.

Straßenbrücke über die Sann bei Letusch (Steiermark); 3 Bogen zu 21 m, Pfeil $^1/_{10}$, Stärke im Scheitel 25, im Kämpfer 35 cm (Abb. 295).

Elisabethbrücke in Baden bei Wien; Lichtweite 23,7 m.

Wegüberführung der Moselbahn bei Schweich; Spannung 24,4, Stärke im Scheitel 0,25, im Kämpfer 0,35 m.

Straßenbrücke in Bielitz (Österreich.-Schlesien); Spannweite 26,0, Pfeil 3,0, Stärken 0,32 und 0,45 m.

Saalebrücke bei Walsburg; Spannweite 29,0, Pfeil 3,5, Scheitelstärke 0,30 m.

Hochbrücke bei Gonzesried in Bayern; Lichtweite 32 m.

Straßenbrücke über die Doller bei Sentheim (Elsaß); Lichtweite 37 m.



Abb. 295. Straßenbrücke über die Sann in Steiermark, Spannweite 3 × 21 m (H. Küppers, Graz).

Isarbrücke bei der Isarlust in München; 2 Öffnungen zu 37 m.

Straßenbrücke bei Wildegg (Schweiz); Lichtweite 39,0, Pfeil 3,5, Stärke im Scheitel 0,17, im Kämpfer 0,25 m.

Fußsteg auf der Gewerbe- und Industrieausstellung in Bremen; Lichtweite 40,0, Scheitelstärke 0,25 m.

Straßenbrücke über die Mürz bei Bruck a. Mur; Spannweite 42,0, Pfeil 6,45, Stärke im Scheitel 0,40, im Kämpfer 0,60 m; Eisenarmierung: Tragstäbe 10 × 13 mm Rundeisen, Verteilungsstäbe 20 × 7 mm auf 1 m an der unteren Laibung.

Zeller Hochbrücke in Nieder-Österreich; Spannweite 44 m, erbaut 1898 (Abb. 296).

Neckarbrücke bei Neckarhausen; Betonbrücke mit 3 Gelenken, Spannweite zwischen den Kämpfergelenken 50,0, Pfeil 4,5, zwischen den Widerlagern 60,0 m.

Eisenbahnbrücke über die Iller; Stampfbeton, 3 Gelenke, Spannweite 59,0 m.

Straßenbrücke über die Isar bei München; Eisenbeton, mit 3 Gelenken, 2 Bogen zu 70 m.
Straßenbrücke in Luxemburg; Stein, ohne Gelenke, Spannweite 84,0, Pfeil 31,0, Scheitelstärke 1,44 m.
Syratalbrücke bei Plauen i. V.; Granitbruchstein-Zementmörtel, ohne Gelenke, Spannweite 90,0, Scheitelstärke 1,5 m. (Weitgespannteste Wölbbrücke der Erde.) [1])



Abb. 296. Zeller Hochbrücke in Nieder-Österreich (Wayß & Co.).

101. Melan-Brücken.

Die Armierung der Melan-Gewölbe besteht aus gewalzten Profilen in I-Form oder aus Eisenbahnschienen, sowie aus genieteten Bogengitterträgern, welche in Abständen von etwa 1 m liegen und vollständig vom Beton umhüllt sind. Diese eisernen Bogen werden sehr häufig zur Aufhängung der Schalung benützt und erhalten deshalb solche Abmessungen, daß sie imstande sind, das Gewölbegewicht zu tragen. Größere Objekte bedürfen aber außerdem eines soliden Lehrgerüstes. Die Stärke der Melan-Gewölbe ist meist viel größer als die der Monier-Konstruktionen, und die Verwendung von Scheitel- und Kämpfergelenken fast die Regel, da die eisernen Träger eine konstruktiv einwandfreie Gelenkausbildung gestatten. Die Betonbogen müssen

[1]) Deutsche Bauzeitung 1904, 16. Juli, 3., 10. und 28. September.

bei dieser Anordnung ebenfalls gelenkige Kämpfer und Scheitel besitzen. Man verwendet hierzu entweder Stahlgelenke oder Granit- und Betonquader, welche sich in zylindrischen Flächen mit verschiedenen Krümmungsradien berühren.

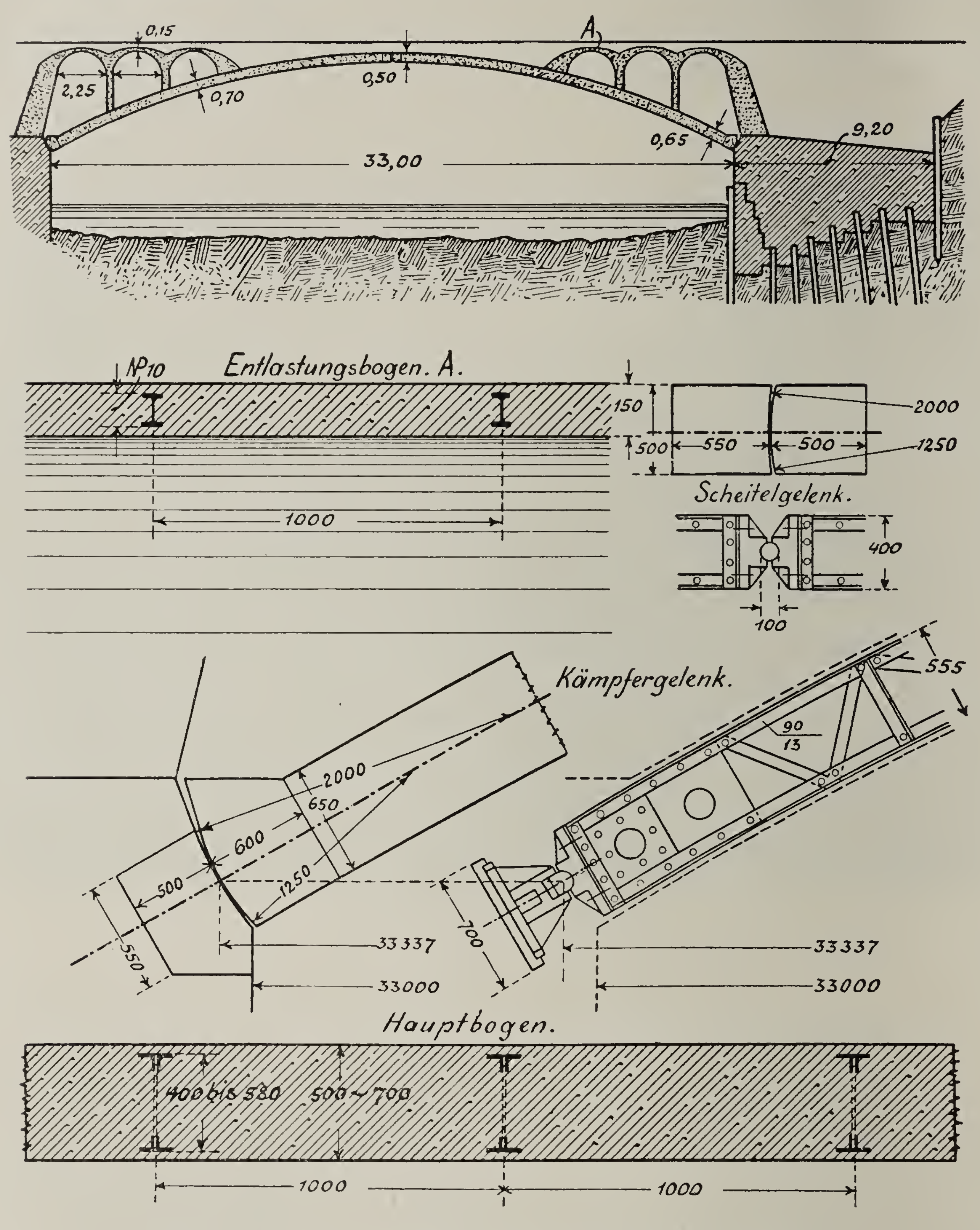


Abb. 297 bis 303. Kaiser Franz Josef-Brücke in Laibach.

Hierbei wird die Einlage einer etwa 10 cm breiten Bleiplatte zur Herstellung gleichmäßiger Pressungen gute Dienste leisten.

In den Abb. 297 bis 303 sind der Längenschnitt sowie mehrere Einzelheiten der Kaiser Franz Josef-Jubiläumsbrücke in Laibach dargestellt, welche nach den Plänen Prof. Melans von Pittel & Brausewetter in Wien im

Jahre 1901 ausgeführt worden ist. Das Gewölbe ist ein Dreigelenkbogen von 33,337 m Spannweite und 4,372 m Pfeil; seine Stärke nimmt vom Scheitel gegen die Gewölbeschenkelmitten zu und verjüngt sich wieder gegen die Kämpfer (50, 70 und 65 cm). Die Fahrbahn ist 10 m breit; beiderseits schließen Fußwege von je 2 m Breite an. Die Armierung besteht aus 14 Dreigelenk-Gitterbogen in 1,00 bis 1,15 m Abstand und mit variierenden Höhen, die im Scheitel, in Schenkelmitte und am Kämpfer 40, 58 und 55 cm betragen. Sie sind aus 4 Winkeln 90 . 90 . 13 und einem Flacheisengitterwerk zusammengesetzt und an 4 Punkten durch eiserne Querrahmen verbunden. Ihre Gelenke bestehen aus stählernen Zapfenlagern; jene an den Kämpfern sind mittels Keilen adjustierbar. Die Gelenke des Betonbogens werden durch Betonquader mit Bleieinlage von 1½ mm Dicke gebildet. Die Berührungsflächen haben 200 und 125 cm Halbmesser. Die Quader sind im Mischungsverhältnis 1 : 4, der übrige Bogen mit 1 : 2 : 3 hergestellt. Die Gelenke der Eisenbogen wurden nach der Beendigung der Betonierung und Ausrüstung ausgegossen. Die größten Beanspruchungen der Armierungsbögen infolge des Eigengewichts des Betongewölbes und der Verkehrslast betrugen 626, jene des Eisenbetonquerschnitts 23,4 kg/qcm Druck. Zugspannungen sind nicht vorhanden.

Die Fahrbahn ruht auf 6 Entlastungsbogen, deren Scheitelstärke 15 cm beträgt, und welche mit I-Eisen Nr. 10 in Abständen von 1 m armiert sind. Die Brückenfassade ist in modernen Formen gehalten und vom Steinmetz bearbeitet (Abb. 304).

Als ein sehr kühnes Bauwerk muß die im Jahre 1898 ausgeführte Schwimmschulbrücke in Steyr (Ober-Österreich) bezeichnet werden. Sie ist ein Dreigelenkbogen von 42,4 m Stützweite und 2,61 m Pfeil; das Verhältnis beträgt also kaum 1/16. Die Eisenbogen sind Gitterträger von 50 cm Höhe im Kämpfer und Scheitel und 70 cm im Gewölbeviertel. Das Betongewölbe ist 60 bis 80 cm stark. Die maximalen Spannungen reichen bis 35 kg im Beton und 1100 kg/qcm im Eisen.

Eine besondere Anordnung weist die Brücke über den Schwarzafluß in Payerbach (Nieder-Österreich) auf. Bei einer Lichtweite von 26 m beträgt der Pfeil 2 m. Die aus einem Gitterträger bestehende Armierung ist in den Widerlagern kräftig verankert und im Scheitel mit einem Gelenk versehen. Das Gewölbe ist daselbst 0,45, an den Kämpfern etwa 1,00 m stark. Die maximalen Spannungen betragen 28, bezw. 950 kg/qcm.

Neben den zahlreichen Gelenkbrücken sind auch gelenklose Melan-Gewölbe ausgeführt worden. Die Abb. 305 und 306 zeigen den Längenschnitt, sowie den vergrößerten Querschnitt durch den Scheitel der Franklinbrücke in St. Louis. Ihre Armierung wird durch gewalzte I-Profile in etwa 91 cm Abstand gebildet, welche im Scheitel gestoßen sind.

Die Brücke über den Kansasfluß in Topeka besitzt 5 Öffnungen von 29,7 bis 38,1 m Lichtweite. Die in Korbbogenform hergestellten Gewölbe sind mit gelenklosen Gitterbogen von 40 cm Höhe armiert und im Scheitel 51 bis 56 cm dick. Von anderen nordamerikanischen Brücken seien er-

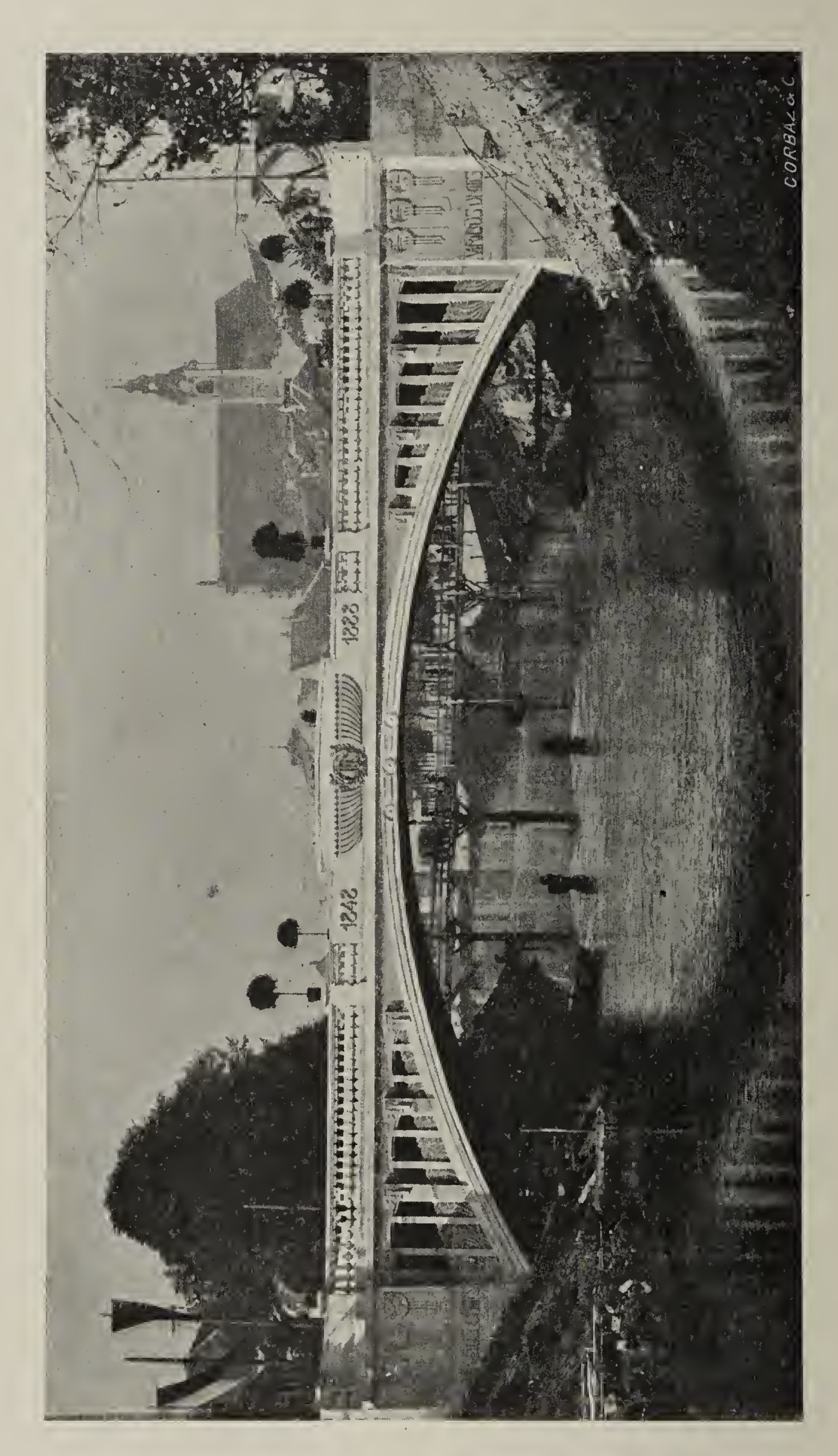


Abb. 304. Kaiser Franz Josef-Brücke in Laibach.

wähnt: Die Brücke in Paterson mit 3 Öffnungen zu 27 m; die Brücke zu Detroit, Mich., mit 15,2 m Lichtweite; jene über den Housatonic-Fluß in Stockbridge, Mass., mit 30,5 m Spannweite und $^1/_{10}$ Pfeil; über den großen Miami-Fluß zu Dayton, Oh., mit 7 Öffnungen von 21,0 bis 25,3 m Lichtweite, sämtliche ohne Gelenke.[1])

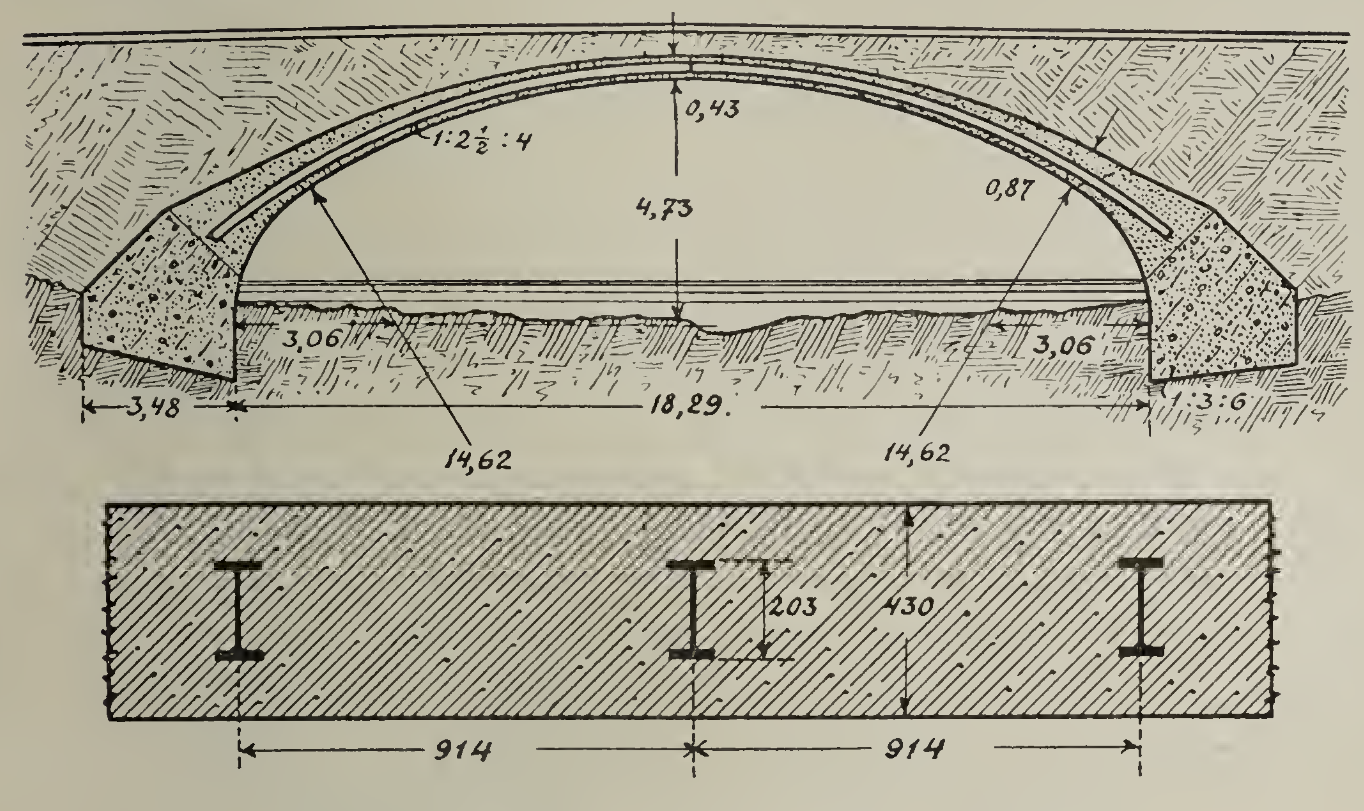


Abb. 305 und 306. Franklin-Brücke in St. Louis.

Größere Bauwerke in Melan-Konstruktion sind ferner: Die Brücke über den Tagliamento bei Pinzano in Italien mit 3 Öffnungen zu 48,0 m Weite und 24,0 m Pfeil (1903/04). Die Brücke über die Nera in Papigno (Umbrien, 1905) mit Kreisgewölbe von 29 m Weite und 7,5 m Pfeil; die Armierung besteht aus eisernen Gitterträgern in 1,25 m Abstand; Gewölbestärke im Scheitel 0,7, an den Kämpfern 1 m, zwischen den Eisenbogen 0,5, also rippenförmiges Aussehen von unten; die Eisenbogen sind auch hier als Lehrgerüst aufgefaßt und reichen in die Widerlager hinein.

102. Brücken in Frankreich. — Zweiteilige Gewölbewiderlager System Möller.

Das größte Brückenbauwerk im System Hennebique ist die Überführung der Straße über die Vienne bei Chatellerault. Im Jahre 1899 ausgeführt, besitzt es 3 Öffnungen von 2 × 40 + 50 m, die in 8 m Breite mit etwa $^1/_9$ Stich überwölbt sind. Das Tragwerk besteht aus Rippenbogen mit je 4 Rippen, welche durch eine 35 cm dicke und 6 m breite Platte verbunden sind. Die Breite der Rippen beträgt 50 cm, ihre Höhe nimmt in der Mittelöffnung von 90 cm im Kämpfer bis 54, in den beiden Seitenöffnungen von 80 bis 44 cm im Scheitel ab. Die Armierung wird

[1]) Melanbrücken in Nordamerika, s. auch Beton und Eisen 1905, 3. Heft.

aus runden Stahlstäben gebildet. Die Fahrbahn ruht auf 20 cm starken armierten Säulen, die in Abständen von 1,9 und 2,0 m über den Rippen der Brücke angeordnet sind. Sie tragen eine durch Rippen verstärkte Platte für die Fahrbahn, während die seitlichen Fußwege etwa 1 m auskragen. Die Landwiderlager und die Mittelpfeiler sind ebenfalls aus armiertem Beton hergestellt.

Ein anderes interessantes Objekt ist die von Piketty konstruierte Straßenbrücke in Vigneux (Seine-et-Oise).[1]) Die Spannweite beträgt 20 m, ihr Pfeil 4,5 m. Das Tragwerk besteht aus 2 Betonbogen quadratischen Querschnitts mit 50 cm Seitenlänge und einer Armierung durch 8 Rundeisenstäbe. Die Fahrbahn wird von Säulen 50 × 20 cm getragen und durch armierte Betongewölbe gebildet, deren Stärke im Scheitel 15 cm beträgt.

Weisen nach dem Vorangehenden die gewölbten Eisenbetonbrücken in ihren mannigfachen Formen ein reiches Anwendungsgebiet auf, so werden sie aus ökonomischen Gründen doch meist auf jene Fälle beschränkt bleiben müssen, welche nach der Gestalt und Beschaffenheit des Baugrundes zweckmäßige Widerlager ermöglichen. Der Wettbewerb zwischen Balken und Bogen kann nur dann zugunsten des letzteren ausfallen, wenn die Kosten der Widerlager innerhalb bestimmter Grenzen bleiben. Diese Beschränkung wird durch Prof. Möllers Erfindung der zweiteiligen Widerlager wesentlich vermindert. Die grundlegende Idee ist folgende (Abb. 307): Hinter

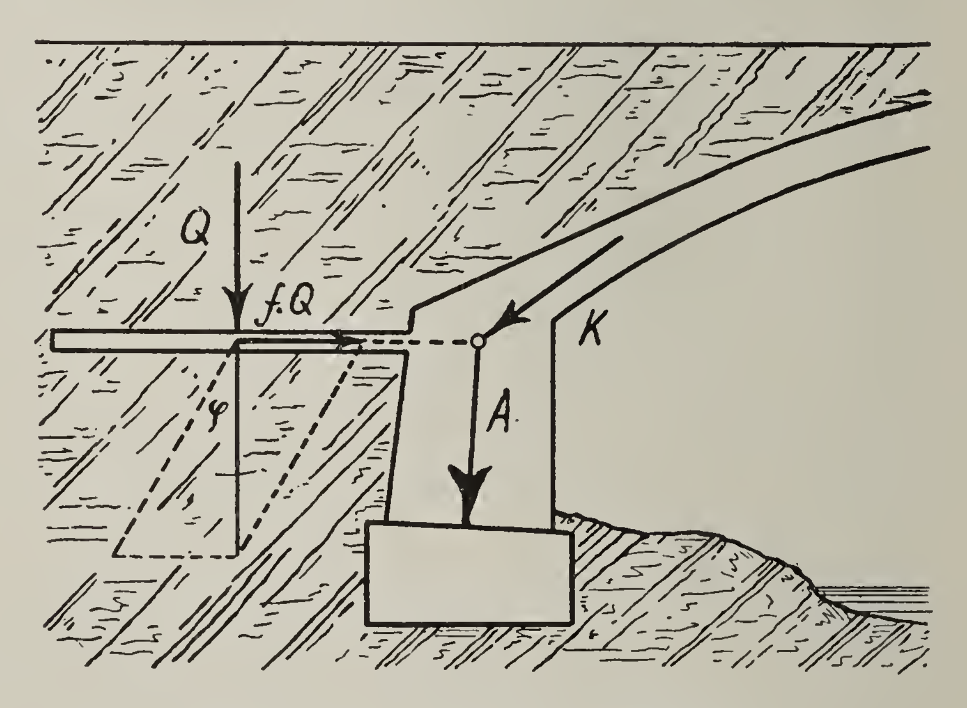


Abb. 307. Zweiteilige Widerlager.

dem Widerlager wird eine dünne Platte (aus Eisenbeton) eingebaut, auf welcher das darüberliegende Erdreich Q lastet. Eine minimale Verschiebung der Platte erzeugt den Reibungswiderstand f . Q, wenn f den Reibungskoeffizienten bedeutet. Der Kämpferdruck K selbst zerlegt sich in die beiden Teilkräfte A (Auflagerdruck) und H (Horizontalschub), welch letzterer bei genügender Größe von Q durch fQ das Gleichgewicht gehalten wird. Die Fundierung

[1]) Christophe, Le béton armé.

des Brückengewölbes ist deshalb bloß für den vertikalen oder schwach abweichenden Auflagerdruck A zu bemessen, da die Platte keiner Fundierung bedarf und sich setzen kann (D.R.P. 156453).[1])

H. Stütz- und Staumauern, Gründungen und Sonstiges.

103. Erd-Stützmauern.

Die Stabilität der aus Back-, Bruch- oder Quadersteinen hergestellten Stützmauern zur Aufnahme eines bekannten Erddruckes[2]) beruht einzig auf ihrem Eigengewicht. Sie müssen daher, besonders in druckreichem Boden, meist größere Abmessungen erhalten, als nach der Druckfestigkeit

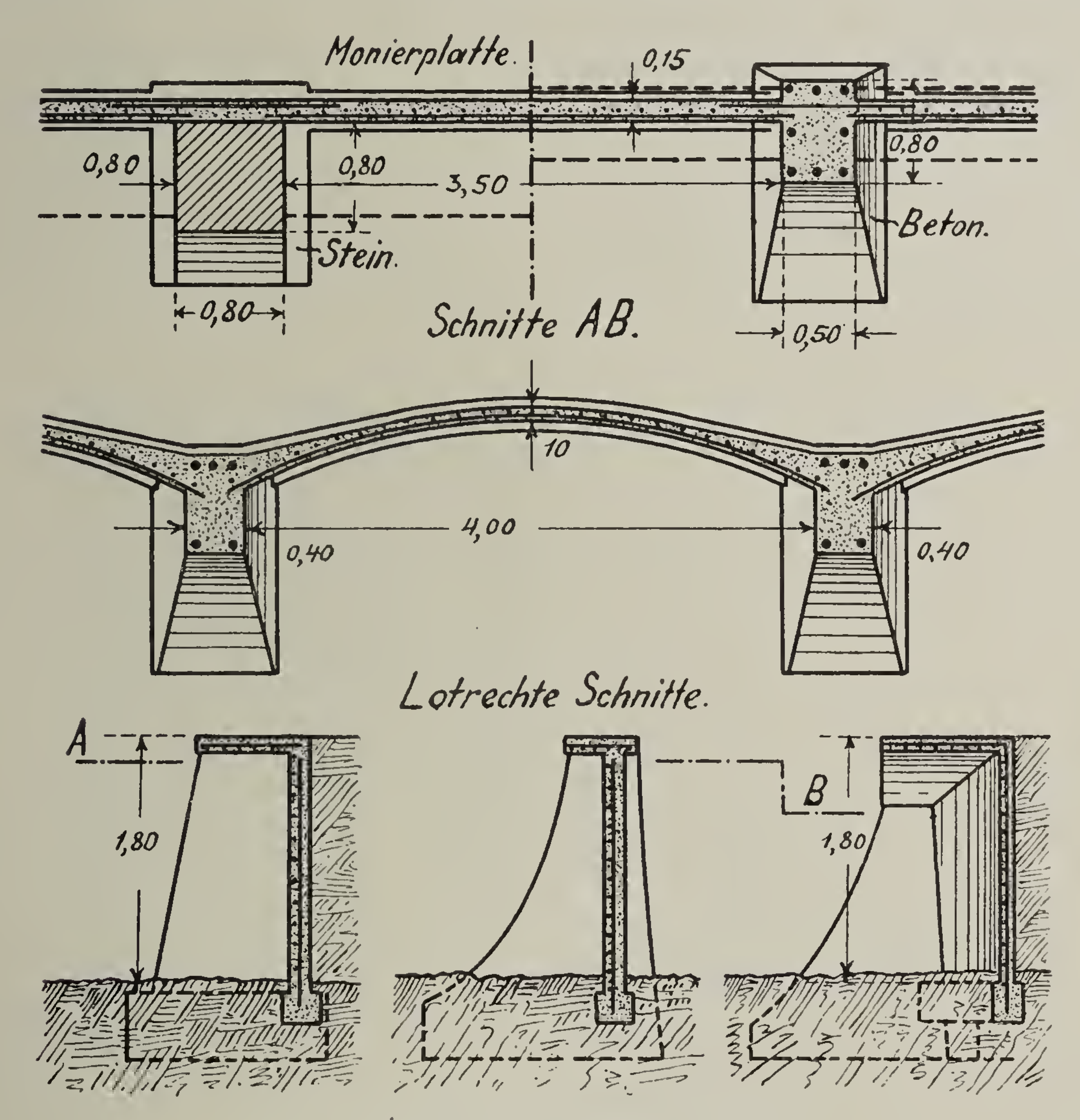


Abb. 308 bis 312. Stützmauern.

der verwendeten Stoffe erforderlich wäre, um ein genügendes Gegenmoment gegen das Kippbestreben infolge des Erddrucks zu erzielen. Hierzu tritt noch der Umstand, daß die zulässigen Zugbeanspruchungen des Mauerwerks sehr klein, wenn nicht Null gesetzt werden müssen.

[1]) Werke über Brückenbau: Heinzerling, Steinerne Brücken; Handbuch der Ing.-Wissenschaften; Tolkmitt, Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken usw.

[2]) Erddrucktabellen mit Erläuterungen über Erddruck und Verankerungen von Prof. Möller; Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Stütz- und Futtermauern.

Wesentliche Vorteile in bezug auf die Menge des erforderlichen Baumaterials erreicht man mit Hilfe der in einzelne Tragpfeiler aufgelösten Mauern, zwischen welchen horizontale Gewölbe gespannt sind, die den Druck auf die Rippenpfeiler übertragen. Es ist klar, daß eine solche Konstruktion bei Verwendung des eisenverstärkten Betons einen weiteren Fortschritt darstellt. Zwischen den Rippen kann hierbei, wie die Abb. 308 bis 312 zeigen, eine ebene Betonplatte oder ein Betongewölbe eingespannt werden. Die Armierung derselben besteht aus lotrechten und wagerechten Rundeisenstäben nach dem System Monier, aus Streckmetall u. dergl. Die Dicke ist nach dem Erddruck und der Spannweite, d. i. der Entfernung der Tragrippen, zu bemessen und nimmt von oben nach unten zu. Die Pfeiler selbst sind zweckmäßig nach unten zu verstärken, da sie im Verein mit dem Eigengewicht der Zwischenplatte die Standsicherheit der ganzen Mauer gewährleisten. Sie bestehen entweder aus Bruchstein, aus Beton oder aus Eisenbeton mit vertikaler Armierung aus Rundeisen, welche wie bei den Säulen durch Bügel zu verbinden sind. Die Biegungsfestigkeit des letzten Materials gestattet eine wesentliche Verbreiterung des Pfeilerfußes und damit eine weitere Verminderung des Materialaufwandes.

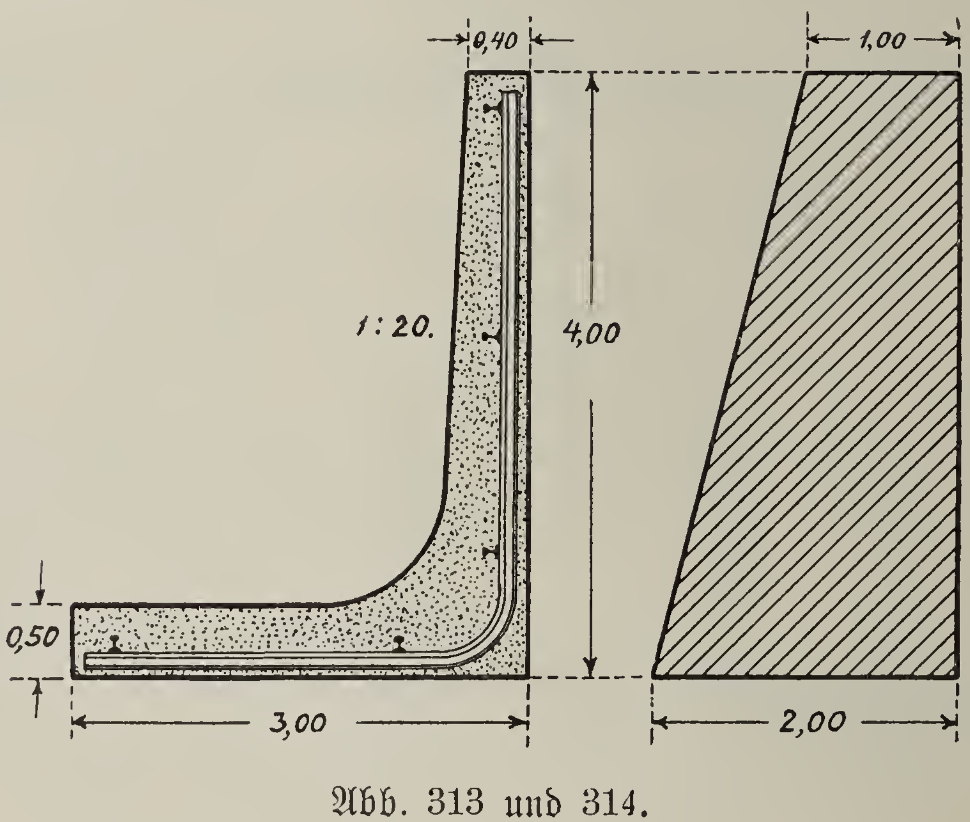


Abb. 313 und 314.

Damit gelangen wir zu einer neuen Querschnittsform der Stützmauern aus Eisenbeton (Abb. 313). Sie charakterisiert sich durch einen verhältnismäßig schwachen vertikalen Schenkel und einen breiten Fuß; in beiden Teilen kommen die Biegungsspannungen zum Übergewicht, welche ihr Maximum im Scheitel des Winkelprofils erlangen. Die Armierung besteht z. B. aus gebogenen alten Eisenbahnschienen. Die Stabilität beruht auch hier auf dem Gewicht der Mauer, dessen Hebelsarm im Drehmoment infolge der breiten Basis allerdings viel bedeutender als bei den normalen Profilen sein muß. Die Abb. 313 und 314 stellen die Profile zweier gleich standsicheren Stütz-

mauern dar, deren Querschnittsflächen sich wie 1:1,8 verhalten. Als ein Nachteil des Winkelprofils Abb. 313 ist der infolge der breiten Basis notwendige große Fundamentanshub zu bezeichnen.

Die Querschnittsform, welche ein Minimum an Material und Sohlenaushub erfordert, ist in den Hennebiqueschen Winkelstützmauern verwirklicht. Ihre Stabilität wird nicht mehr aus dem Eigengewicht abgeleitet, sondern der Erddruck selbst ist jene Kraft, welche das Kippen verhindert. Zu diesem Zwecke wird eine dünne Eisenbetonwand, welche das Erdreich begrenzt, mit einer wagerechten Platte in starre Verbindung gebracht (Abb. 315). Dem linksdrehenden Erddruckkraft E wirkt die rechtsdrehende Kraft Q aus dem

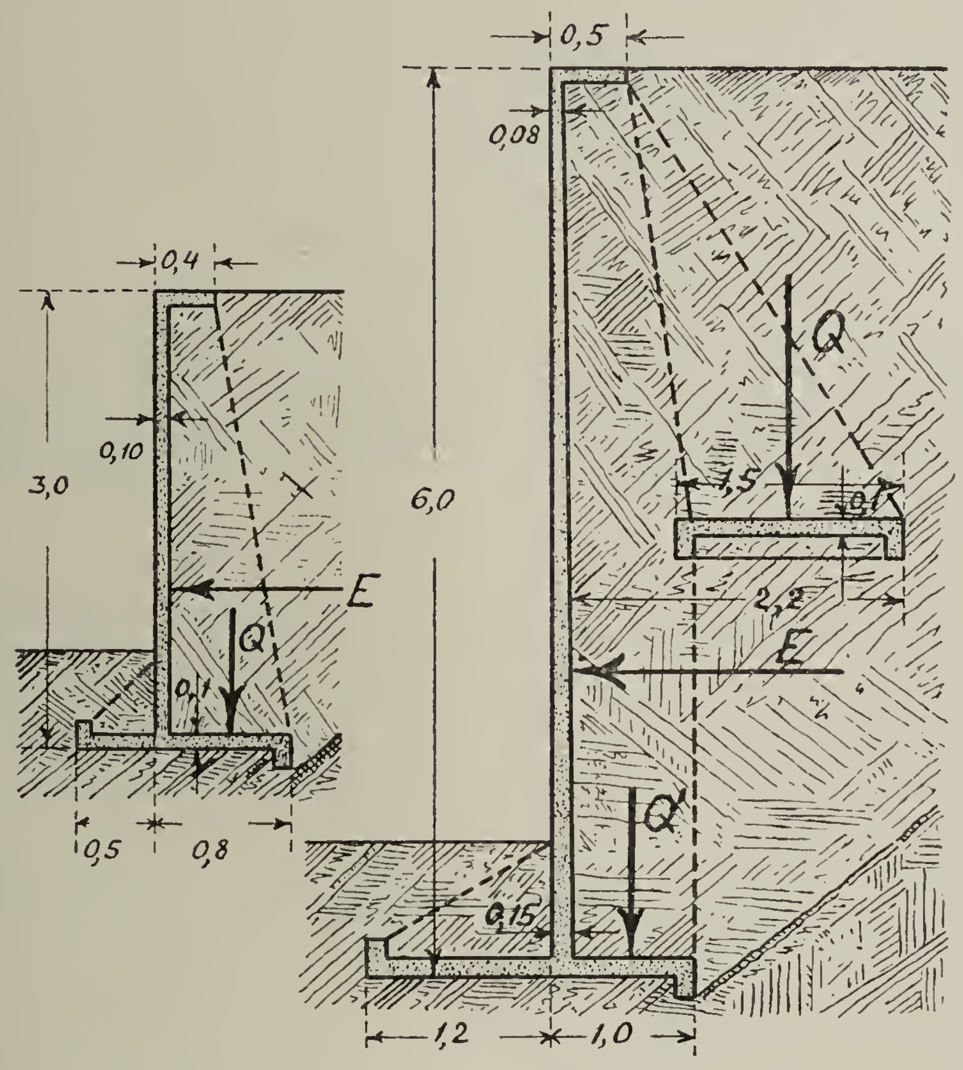


Abb. 315 und 316. Stützmauern, System Hennebique.

Gewicht des über der Platte liegenden Erdreichs entgegen. Aus der Gleichheit beider Momente ergeben sich die Mindestabmessungen der Fußplatte. Die Verbindung dieser mit der lotrechten Wand erfolgt durch armierte Rippen, deren Abstände 1,5 bis 2,0 m betragen. Die Stärke der einzelnen Elemente ist aus den in ihnen wirkenden Biegungsmomenten zu berechnen und wird von 8 bis 15 cm schwanken. Bei höheren Stützmauern wird zur Vermehrung der Gegenlast eine zweite horizontale Platte in mittlerer Höhe eingeschaltet (Abb. 316), welche durch armierte Balken verstärkt und mittels Rippen in feste Verbindung zur Gesamtkonstruktion gebracht wird. Die Hennebiqueschen Winkelstützmauern gewähren eine bedeutende Kostenersparnis und eignen sich vornehmlich im Rutschterrain. Sie erfüllen ihre Aufgabe auch dann noch sicher, wenn sie überhängen; plötzliche Einstürze sind fast ausgeschlossen.

104. Staumauern und Talsperren mit Verwendung von Beton und Eisen.

Beim Bau von Wasserstützmauern sind zwei Gesichtspunkte maßgebend, die Sorge für die Stabilität und jene für die Wasserundurchlässigkeit. Bezüglich der Stabilität sind solche Mauern zu unterscheiden, welche die wirkenden Kräfte auf die Sohle übertragen und solche, welche als Gewölbe zu betrachten sind, deren Kämpfer auf die Talwände drücken. Häufig werden beide Fälle gleichzeitig vorhanden sein. Die Anordnungen, welche die Wasserdichtigkeit betreffen, können in der standsicheren Konstruktion schon vorhanden sein, oder sie

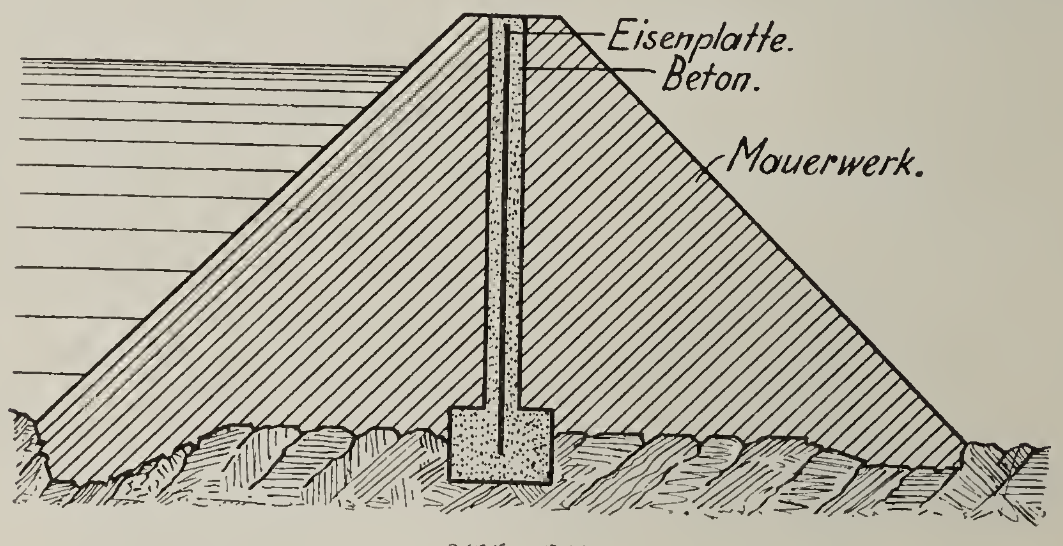


Abb. 317.

werden getrennt von dieser durchgeführt. Zu dem letzten Fall gehört der Einbau eines Eisenbleches, welches zur Verhinderung der Rostbildung beiderseits von einer Betonwand eingeschlossen ist (Abb. 317), während die Stabilität durch einen starken Mauerwerkskörper gewährleistet wird. Die Abdichtung könnte auch durch eine Metallplatte erfolgen, die auf der Wasserseite aufgelegt ist.

Bietet die selbständige Metalldichtung die beste Sicherung gegen das Durchsickern, so wird dieselbe durch die weniger kostspielige Dichtung mit armiertem Beton ersetzt werden können. Sie wird als etwa 10 cm starker Überzug an der Wasserseite der normalen Staumauern oder solcher Talsperren

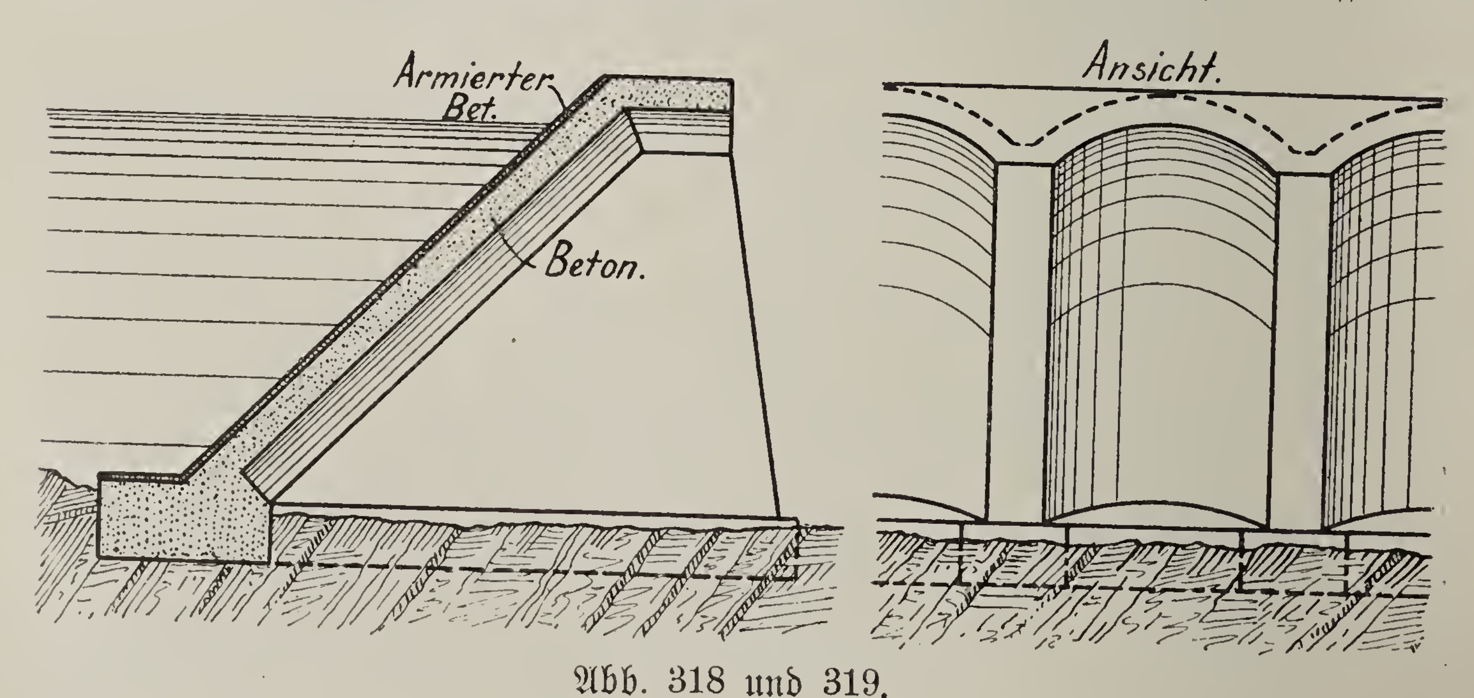


Abb. 318 und 319.

angewendet, welche aus Betonrippen mit dazwischen gespannten Betonbogen bestehen (Abb. 318 und 319).

Die vollständigste Ausnutzung der Dichtheit und Festigkeit des Eisenbetons erfolgt dadurch, daß die Mauer in relativ schwache Rippen mit darauf ruhenden ebenen oder gebogenen Platten zerlegt wird, die sämtlich aus eisenverstärktem Portlandzementbeton hergestellt sind (wie Abb. 318 und 319). Die erforderlichen Abmessungen sind selbst bei hohen Wasserdrücken minimal, die Kosten sind gering und die Kontrolle der guten Erhaltung ist leicht.

Bei steilen felsigen Talwänden mit nicht zu großer Talbreite kann die Konstruktion der Talsperren noch wesentlich vereinfacht werden, wenn dieselben statisch als stehende Gewölbe aufgefaßt werden, deren Abmessungen und Kosten beträchtlich geringer sind als die der Wasser-Stützmauern. Wölbtalsperren sind bisher jedoch nur selten ausgeführt worden. Ihre Berechnung ist nur unter Berücksichtigung der elastischen Formänderungen möglich und sehr umständlich.[1])

105. Eisenbetonpfähle.

Eine der interessantesten und zukunftreichsten Anwendungen des eisenverstärkten Betons bietet die Konstruktion und Benützung der Eisenbetonpfähle für Fundierungen. Gegenüber den altbewährten Gründungen mit Holzpfählen bietet die neue Bauweise den Vorteil, daß sie von der Höhe des Grundwasserspiegels unabhängig gemacht werden kann und deshalb auch dort vollständige Sicherheit bietet, wo Senkungen des Grundwassers möglich oder zu erwarten sind. Wenn Eisenbetonpfählungen an sich auch viel teurer als solche mit Holz sind, so bieten sie durch die Ersparnisse beim Aushub des Bodens unter bestimmten Verhältnissen doch wesentliche Vorteile, die sich insbesondere da geltend machen, wo, wie am Meer, die Zerstörung des Holzes durch Bohrwürmer eine sehr rasche ist.

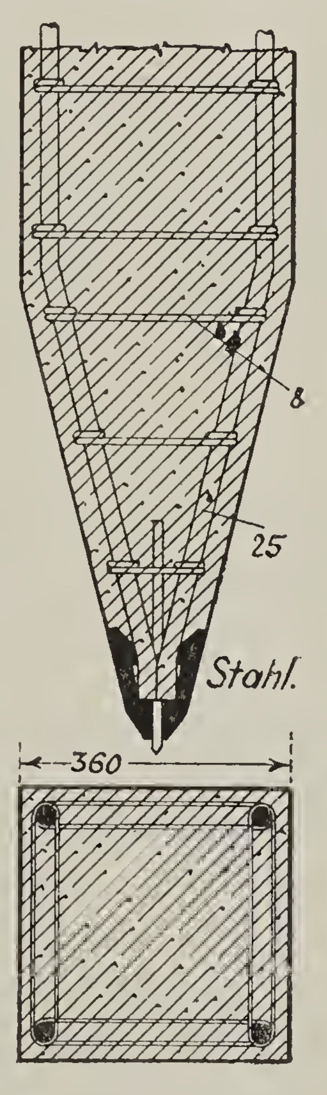


Abb. 320 und 321.

In statischer Beziehung spielen die Pfähle dieselbe Rolle wie die Säulen. Die Armierung wird demnach hauptsächlich den Zweck haben, die Würfelfestigkeit des Betons sicherzustellen und eine Beanspruchung von 25 bis 40 kg/qcm zulässig zu machen. Die Eisenverstärkung muß aus einer Längsarmierung und einer Querarmierung bestehen. Für erstere werden in der Regel Rundeisen von 10 bis 30 mm Durchmesser, seltener Walzprofile in Betracht kommen, welche vom Beton vollständig umhüllt sind. Die Längsstäbe sind mit Rund- oder

[1]) Siehe Zentralblatt der Bauverwaltung 1905, Nr. 34: Zur Frage der Gewölbewirkung bogenförmiger Talsperren; ferner Deutsche Bauzeitung 1904, Nr. 100, Gewölbeförmige Talsperre in Stampfbeton mit Eiseneinlagen. Werke: Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, III. Bd., Die Stauwerke.

Flacheisenbügeln in Abständen zu verbinden, welche die Querabmessung des Pfahles nicht überschreiten sollen. Die Pfahlspitze wird durch einfaches Zusammenführen und Verschweißen der Rundeisen oder durch schmied- oder gußeiserne Schuhe gebildet, die mit der Betonmasse zweckentsprechend verbunden werden (Abb. 320).

Von höchster Wichtigkeit ist die Konstruktion des Pfahlkopfes; dieser wird durch eine Stahlhaube verstärkt, welche durch Zwischenlagen von Sägespänen, Sand u. dergl. die Stoßwirkungen des Rammbärs elastisch auf den Betonkörper überträgt, da andernfalls eine Zerstörung des Kopfes und des ganzen Pfahles unausbleiblich ist. Der Querschnitt der Eisenbetonpfähle ist meist quadratisch, auch rechteckig und dreiseitig mit abgestumpften Kanten (Abb. 321 und 322), die Abmessungen betragen bis 40 × 40 cm und 15 m Länge.

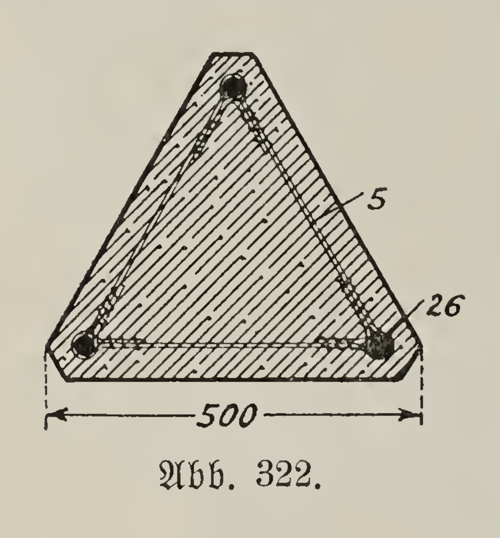


Abb. 322.

Die Erzeugung der Betonpfähle erfolgt in der unmittelbaren Nähe des Verwendungsortes durch Einstampfen der Masse in lotrecht stehenden Formen. Der Beton wird bald mehr plastisch, bald mehr erdfeucht im Verhältnis 1 : 3 bis 1 : 5 gemischt und verbleibt 3 bis 8 Tage in der Schalung. Die Einrammung kann 4 bis 6 Wochen nach der Herstellung beginnen. Die großen Pfahlgewichte sowie die erhöhten Reibungswiderstände bedingen wesentlich andere Betriebsverhältnisse als die Arbeit bei Holzpfählen; insbesondere ist die Benutzung sehr schwerer Rammbären erforderlich. Die Berechnung der Tragfähigkeit P kann jedoch näherungsweise nach der Brixschen Formel

$$P = \frac{H \,.\, G \,.\, Q^2}{s\,h\,(Q + G)^2}$$

durchgeführt werden, worin H die Fallhöhe des Rammbärs und h das letzte Ziehen des Pfahles in cm, G und Q die Gewichte des Pfahles und des Rammbärs in kg und s den Sicherheitsgrad bedeuten.

Von bedeutenden Gründungen mit Eisenbetonpfählen seien die Arbeiten beim Hauptbahnhof in Hamburg und beim Neubau des Amtsgerichtes Wedding in Berlin erwähnt. In Hamburg wurden Pfähle von 5 bis 12 m Länge und quadratischem Querschnitt mit 36 cm Seitenlänge verwendet, deren Armierung aus 4 Rundeisen von 25 mm Durchmesser besteht, welche in Abständen von 25 cm durch 8 mm starke Drähte verbunden sind. Der Anzug der Pfahlspitze beträgt $^1/_4$ und ist am Ende mit einem Stahlkörper armiert (Abb. 320 und 321). Die Gewichte des größten Pfahles sowie des Rammbärs betrugen 4 t. Beim Bau des Amtsgerichts Wedding hatten die Pfähle dreiseitigen Querschnitt (Abb. 322) von 50 cm Seitenlänge; sie waren 5 bis 8 m lang und mit 3 Rundeisen von 26 mm Durchmesser armiert. Der Schutz der Spitze erfolgte allein durch Zusammenschweißen der Längsarmierung. Der Kopf wurde durch einen 50 cm hohen Eisenring gebildet, wobei die Segmente zwischen

diesem und dem Dreieck durch Holzstücke ausgefüllt waren. Im Ringe ist zunächst eine 25 mm starke Bleiplatte, darauf eine 5 cm dicke Holzscheibe und auf diese eine kräftige Eisenplatte aufgelegt worden. Die Betonmischung bestand aus 1 Teil Portlandzement und 3 Teilen Sand und Kies. Die Rammbären wogen 1,5 bis 2,5 t; ein 1 m Pfahl kostete 10 ℳ, die Gesamtkosten waren doppelt so hoch als bei Holzpfählen.[1])

106. Eisenverstärkte Betonfundamente.

Bei den Fundierungen aus gewöhnlichem Steinmaterial müssen die Mauern und Pfeiler gegen unten nach und nach so weit verbreitert werden, bis eine dem zulässigen Bodendruck entsprechende Auflagerfläche erreicht ist. Zur Bemessung der einzelnen Absätze nimmt man an, daß sich die Drücke unter einem Winkel von etwa 60 bis 45° gegen die Horizontale fortpflanzen. Dieses Verfahren erfordert nicht bloß große Mauermassen, sondern macht auch tiefliegende Fundamente notwendig und ist daher besonders dort kostspielig, wo reicher Wasserzufluß vorhanden ist.

Demgegenüber bietet das eisenverstärkte Betonfundament die Möglichkeit, beliebig breite Auflagerflächen zu schaffen, ohne daß man gezwungen wäre, dieselben durch absatzweise Verbreiterung der Mauern herzustellen. Das Mittel hierzu ist die biegungs- und scherfeste Eisenbetonplatte, auf welcher die Gebäudemauern, Pfeiler u. dergl. unmittelbar aufruhen. Es unterliegt keinen Schwierigkeiten, hohe Gebäude oder Türme auf eine einheitliche armierte Platte zu setzen, sofern dies nach den Bodenverhältnissen notwendig erscheint. Bei ungleichmäßigem Baugrund ist es zugleich das sicherste Mittel, Teilsetzungen zu verhindern. Die Berechnung der Abmessungen erfolgt hierbei in der Weise, daß man die Platte als einen Balken auffaßt, dessen Auflagerpunkte durch die auf ihr ruhenden Mauern und dessen Belastungen durch die gleichmäßig verteilt gedachten Bodenpressungen gegeben sind (Abb. 323). Die Armierung der Platte hat, dem Sinne der Biegungsmomente entsprechend, an der Ober- oder Unterfläche zu liegen. Zu diesem Zwecke sind die Armierungsstäbe zu krümmen, oder es werden getrennte Armierungen erforderlich. Bei kleineren Abmessungen wird wohl auch eine einfache Eiseneinlage in der Mitte der Platte genügen. Die Eiseneinlage besteht aus einem Rundeisennetz oder aus sich kreuzenden Walzprofilen, wie I-Trägern oder alten Eisenbahnschienen. Unter Umständen ist für die Aufnahme der Schubspannungen durch die Anordnung von lotrechten Eisenstäben vorzusorgen.

Die Verwendung der Eisenbetonfundamente bleibt auf Gebäude nicht beschränkt; sie können auch für die Böden von Schiffsschleusen, Wasserkammern, Gasbehältern usw. mit Vorteil benützt werden. Eine weitere Ersparnis an Material erzielt man dadurch, daß man die massive Platte in Rippen und Balken auflöst.

---

[1]) Angaben aus Deutsche Bauzeitung 1902, S. 582 u. 647 und Beton und Eisen 1904, 2. Heft.

Rechnungsbeispiel. Es seien die Mauergewichte A = B = 90 t auf 1 m Breite (s. Abb. 323), die Entfernung derselben l = 7 m im Mittel,

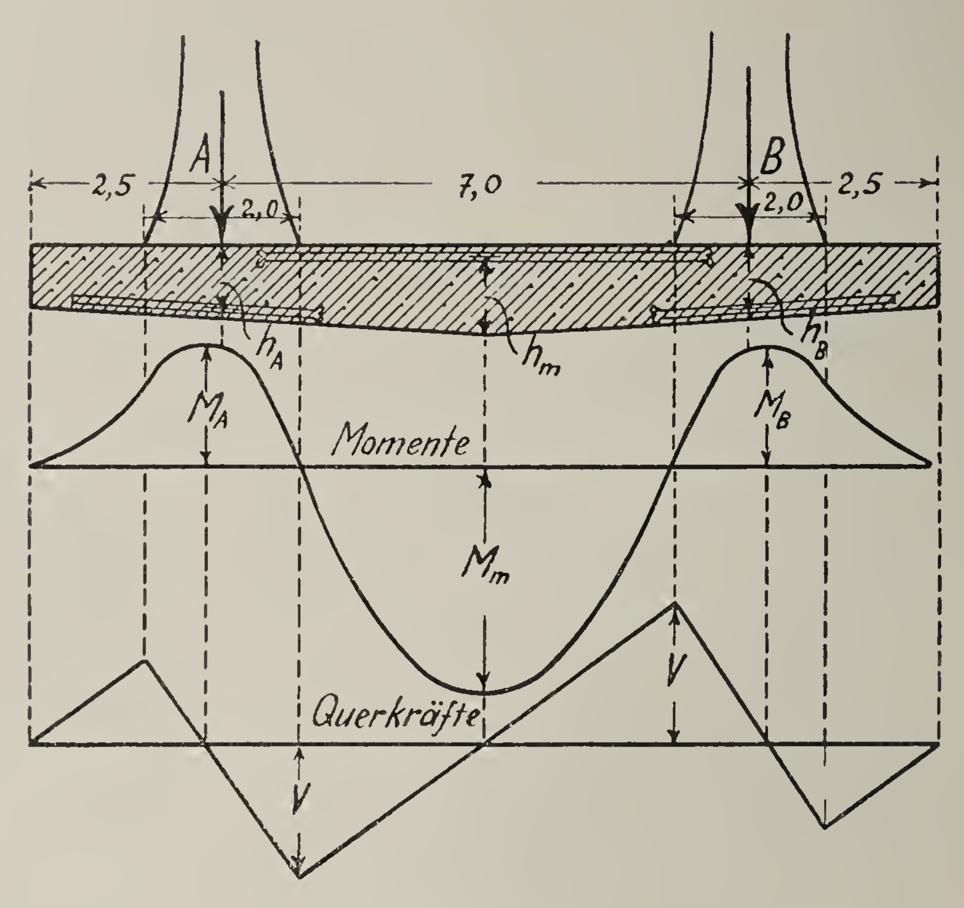


Abb. 323.

die zulässige Bodenpressung 1,8 kg/qcm. Die vom Gewicht der Fundamentplatte herrührende Pressung wird auf 0,3 kg/qcm geschätzt, die verbleibende zulässige Bodenbeanspruchung ist also 1,5 kg/qcm. Die erforderliche Bodenfläche beträgt

$$F = \frac{2 \,.\, 90000}{1,5} = 120\,000 \text{ qcm},$$

daher L = 1200 cm = 12 m, l_1 = 2,5 m.

Das Biegungsmoment in Plattenmitte ist

$$M_m = 90 \,.\, 3 - 90 \,.\, 3,5 = - 45 \text{ mt}.$$

Das größte positive Biegungsmoment tritt nahe an den Punkten A und B (siehe Momentenlinie und Querkraftlinie, Abb. 324 und 325) auf und beträgt

$$M_A = M_B = \frac{2 \,.\, 90}{12} \cdot 2,5 \times \frac{2,5}{2} - \frac{90}{2} \cdot 0,5 = 24,4 \text{ mt}.$$

Die erforderliche Nutzstärke in Plattenmitte beträgt mit den zulässigen Beanspruchungen $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_b = 25$ kg/qcm nach Tabelle II, Seite 46:

$$h_m = a\sqrt{M_m} = 18 \,.\, \sqrt{45} = 120 \text{ cm}.$$

Der Eisenanteil ist nach derselben Tabelle

$$\mu = \frac{1}{293},$$

also

$$f_e = \frac{120 \,.\, 100}{293} = 41 \text{ qcm}$$

auf 1 m Breite.

Benützt man Eisenbahnschienen von 100 mm Höhe und 23,8 qcm Querschnitt, so müssen dieselben in Abständen

$$a = \frac{23{,}8}{41} = 0{,}58 \text{ m}$$

liegen. Die Dicke der Platte ergibt sich mit

$$H_m = 120 + 5 + 5 = 130 \text{ cm.}$$

Die bezüglichen Werte bei A und B sind:

$$h_A = 18 \,.\, \sqrt{24{,}4} = 89 \text{ cm,}$$

$$f_e = \frac{89 \,.\, 100}{293} = 31 \text{ qcm,}$$

Armierung mit 100 mm Schienen, Abstand derselben 76 cm.

Dicke der Platte

$$H_A = H_B = 89 + 5 + 5 \infty 100 \text{ cm.}$$

Die größte Querkraft ist

$$V = 2{,}5 \cdot \frac{2 \,.\, 90}{12} = 37{,}5 \text{ t;}$$

die Nutzstärke der Platte an dieser Stelle beträgt

$$h_V = 89 + \frac{(130 - 89) \,.\, 1{,}0}{3{,}5} = 98 \text{ cm.}$$

Da die Bedingung 122 (Absatz 24, Seite 44):

$$V < 4\,b\,h,$$

$$37\,500 < 4 \,.\, 100 \,.\, 98 = 39\,200$$

erfüllt ist, erscheint eine Schubarmierung nicht erforderlich.

Die Schubspannung des Betons in der den Schienen umschriebenen Fläche (siehe Ende Absatz 27, Seite 67) infolge des Gleitbestrebens ergibt sich nach Gl. 5 (Seite 26) mit $u = 36$ cm pro Schiene und $x = n \cdot h_V = \frac{3}{11} \cdot 98$

$$\sigma_s = \frac{37\,500}{36 \cdot \frac{1}{0{,}58}\left(98 - \frac{98}{11}\right)} = 6{,}7 \text{ kg/qcm.}$$

Da diese Spannung die zulässige (4,5 kg/qcm) überschreitet, müssen die Schienen an den Enden umgebogen oder durch Querstäbe gegen Verschiebung gesichert werden. —

Eine eigenartige Betongründung mit Eisenverstärkung wurde beim Umbau der Laibacher Moorbrücken auf der Eisenbahnlinie Wien—Triest angewendet. Da der tragfähige Boden 28 bis 30 m tief liegt, so wurden für die herzustellenden Brückenwiderlager, um die Bodenpressungen auf

das moorige Erdreich auf ein Mindestmaß zu bringen, hohle Betonkörper hergestellt, welche in der Quer- und Längsrichtung durch aus Winkeleisen zusammengesetzte Gitterwerke von 1,30 bis 3,50 m Höhe versteift sind (Abb. 324

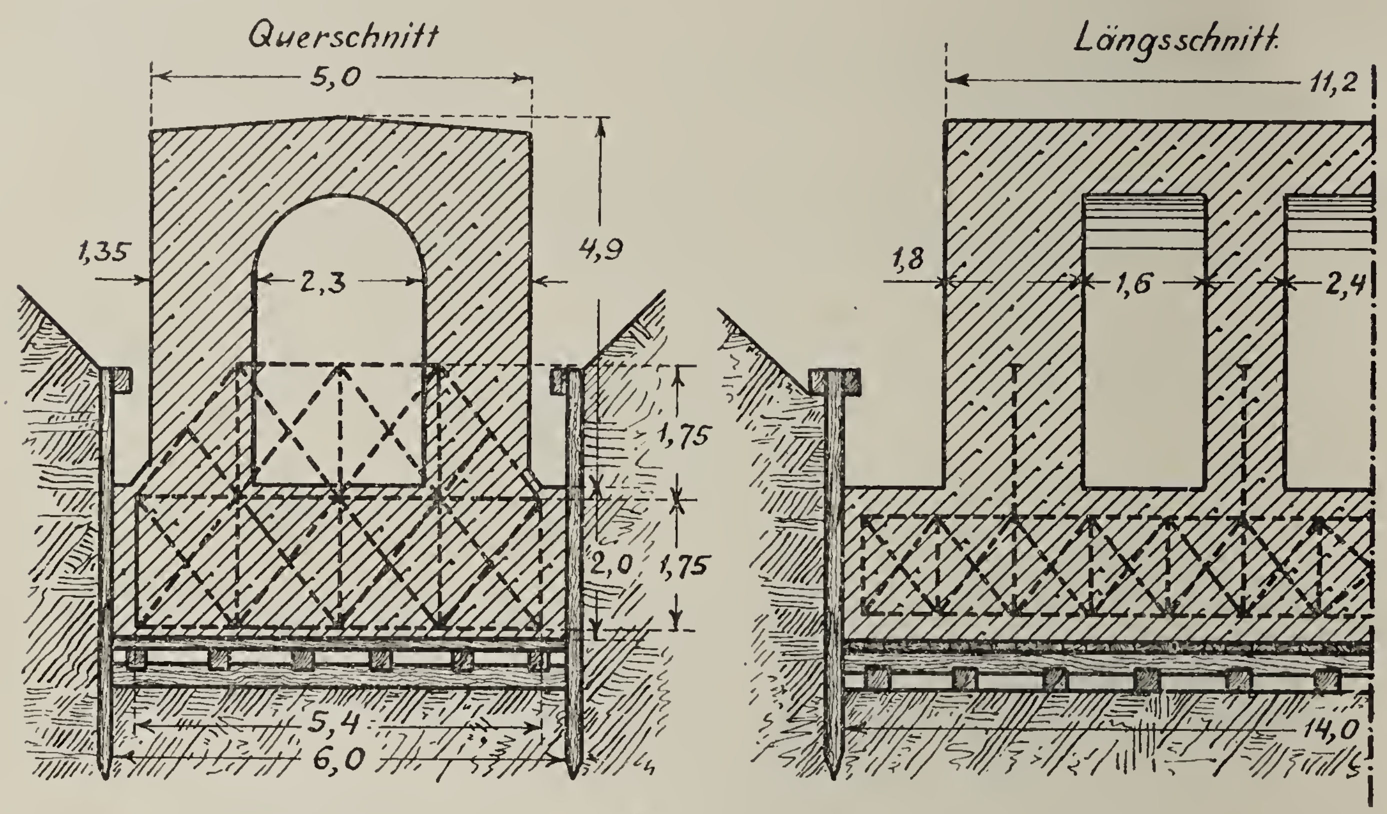


Abb. 324 und 325. Brückenwiderlager im Laibacher Moor.

und 325). Dadurch wurden in ihrem Zusammenhange vollständig gesicherte und relativ leichte Pfeiler geschaffen, die einschließlich der Brückengewichte und der Verkehrslasten keine größeren Pressungen als die für zulässig erachteten (1,8 kg/qcm) ausüben. Der Beton für die 2 m starke Fundamentplatte wurde im Verhältnis 1 : 8, für das aufgehende Mauerwerk im Verhältnis 1 : 6 bereitet.[1])

107. Verschiedene Anwendungen.

Die Wasserundurchlässigkeit des armierten Betons wird im Bauwesen zur Dichtung von bestehenden Mauern benützt, welche durch Nässe und Frost Schaden litten und so allmählich der Zerstörung anheimfallen würden. Diese Rekonstruktionsmethode ist auch in Tunnels verwendet worden, indem man in ihrem Innern eine etwa 10 cm starke armierte Betonwandung anbrachte, welche mit dem Mauerwerk innig verbunden wurde.

In vereinzelten Fällen hat man auch die ganze Tunnelröhre aus Eisenbeton hergestellt. Die Eiseneinlagen bestehen entweder aus Rundstäben und kleinen Walzprofilen, wobei die Abmessungen der Wandungen ebenfalls klein sind, oder man benützt starke gebogene Walzeisen oder auch eiserne Gitterwerke, welche zur provisorischen Ausbolzung und als Lehrgerüst, sowie später als Armierung dienen. Bei der Verlängerung des Egydi-Tunnels (1898)

[1]) Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1901, S. 901. — Werke: Klasen, Handbuch der Fundierungsmethoden im Hochbau, Brücken- und Wasserbau; Brennecke, Der Grundbau.

bei Marburg a. d. Drau, welche im offenen Einschnitt erfolgte, besteht das 50 cm starke Gewölbe aus mit eisernen Gitterbogen von 40 cm Höhe verstärktem Beton (Abb. 326 und 327). Damit der Verkehr auf der zweigleisigen

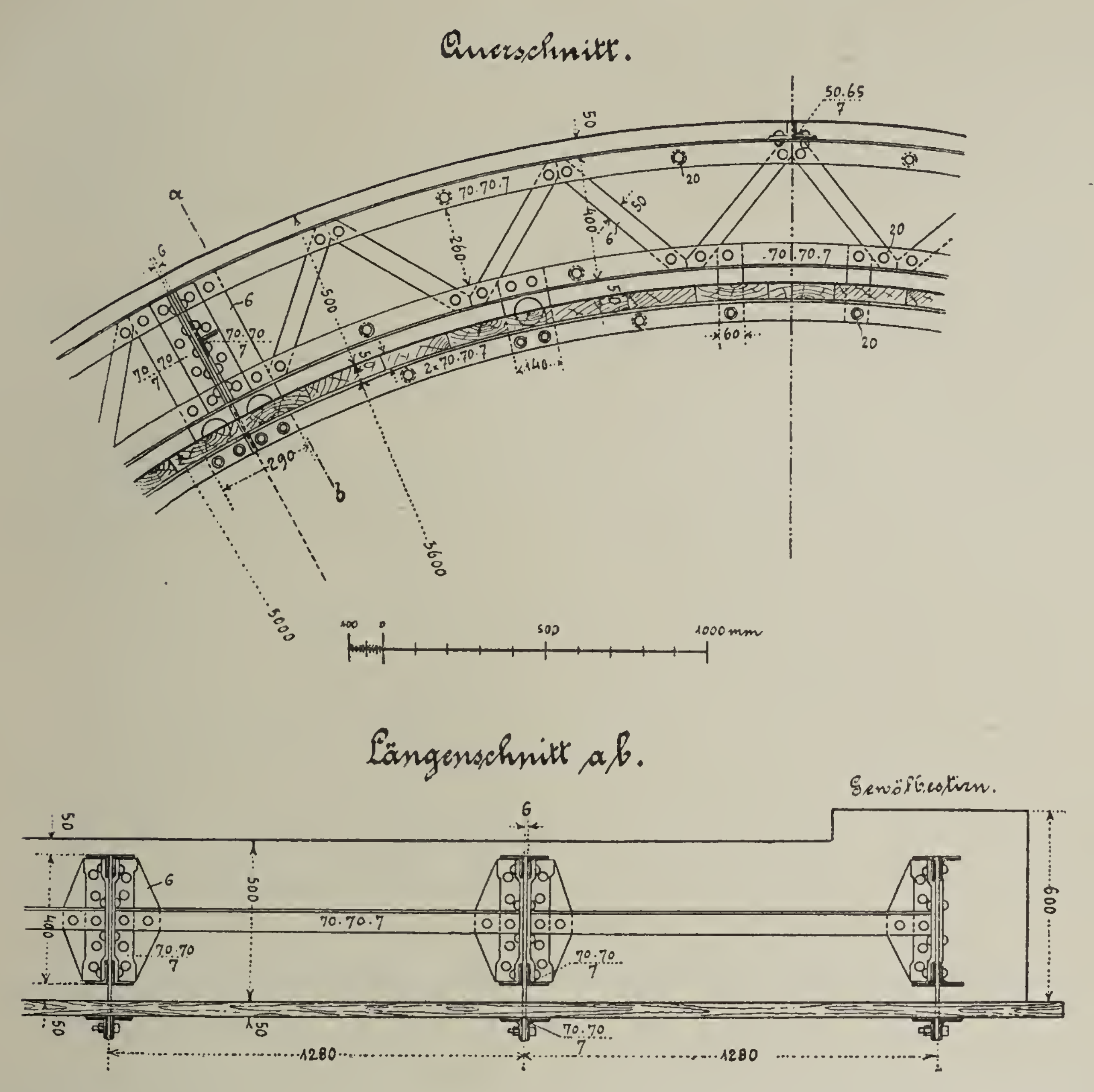


Abb. 326 und 327. Verlängerung des Egydi-Tunnels; Detail des Gewölbes im Scheitel.

Eisenbahnlinie nicht behindert werde, war die Holzschalung mittels besonderer Tragwinkel und Laschen an den Eisenbogen aufgehängt. Diese sind in Entfernungen von 1,28 m montiert und aus Winkeln 70 . 70 . 7 zusammengesetzt. Nach dem Erhärten des Betons wurden die Tragwinkel abgenommen und die vorstehenden Laschen weggestemmt. Das Gewölbe ist mit Asphaltfilzplatten abgedichtet und mit einer 10 cm dicken Sandschichte, sowie einer Ziegellage bedeckt, worauf die bis 3,30 m Höhe über Scheitel ansteigende Überschüttung mit Steinen und Erdreich aufgebracht wurde.[1])

Der eingleisige Tunnel für die Lokalbahnstrecke Wasserburg-Bahnhof bis Wasserburg-Stadt ist auf bergmännische Art vorgetrieben und vollständig aus Beton hergestellt (Winter 1901/02). Der Tunnel einschließlich

[1]) Weltausstellung Paris 1900.

seiner Sohle ist mit eisernen Gitterwerken armiert, die aus Winkeln und ⊏-Eisen bestehen und während des Baues zur Aufnahme des Erddrucks und der Schalung dienten.[1])

Die Verwendung des armierten Betons für Eisenbahnschwellen ist über das Stadium von Versuchen noch nicht hinausgelangt. Die Versuchsschwellen, welche auf einigen Strecken eingelegt wurden, sind meist mit kleinen gewalzten Profileisen bewehrt. Man erhofft von dem neuen Schwellenmaterial eine längere Lebensdauer und sonach eine Verringerung der Unterhaltungskosten; inwieweit sich dasselbe den großen Erschütterungen gegenüber widerstandsfähig erweisen wird, muß erst die Erfahrung lehren.

Häufiger und zwar hauptsächlich in den V. St. von Nordamerika hat man den Eisenbeton auch zum Bau von hohen Schornsteinen verwendet. Kleinere Objekte werden aus Zementröhren zusammengesetzt, größere zwischen Schalungswänden gestampft und gegossen. Sie erhalten meist zwei Wände, welche durch Rippen verstärkt sind und einen Zwischenraum freilassen. Hierbei werden beide Wände, deren Stärke sich nach oben verjüngt, bis an die Schornsteinmündung geführt, während der Luftraum zwischen den konzentrischen Schalen weiter wird. Das von der Weber Steel-Concrete Chimney Company in Chicago in zahlreichen Ausführungen erprobte System sieht bloß im unteren Drittel des Schaftes Doppelwände mit kreisringförmigen Querschnitten ohne Rippen vor. Der Übergang des zweischaligen Schaftes in die einfache Schornsteinwand ist hierbei äußerlich durch einen Absatz erkennbar. Die Schornsteine aus Eisenbeton haben gleichbleibenden Innendurchmesser und sind in bezug auf ihre Standsicherheit den gemauerten Kaminen weit überlegen, da sie als biegungsfeste, im Erdboden eingespannte Stäbe zu betrachten sind. Sie erfordern daher geringe Wandstärken und wenig Materialaufwand. Die Eisenverstärkung besteht aus lotrechten Stäben (Ransome- oder T-Eisen), welche den statischen Anforderungen zu genügen haben, und aus wagerechten Eisenringen. Der für die United Shoe Machinery Co. in Beverly, Mass., erbaute Schornstein ist 43,28 m hoch und hat einen Innendurchmesser von 1,83 m; die Stärke der Innenschale des 14,63 m hohen doppelwandigen Schaftes beträgt 10, der Außenschale 15, des Luftraumes 10 cm; der 23,47 m hohe einwandige Schaftteil ist 13 cm dick. Die Vertikalarmierung besteht aus T-Eisen 31 × 31 × 5 mm, deren Zahl im Querschnitt am Fuß 72, an der Mündung 12 beträgt. Die horizontalen Ringe aus T-Eisen 25 × 25 × 3 mm sind 91 cm voneinander entfernt.[2]) Der größte Schornstein dieser Art wurde im Jahre 1905 für die Butte Reduction Works in Butte (Montana) errichtet. Seine Höhe mißt 106,67, sein Innendurchmesser 5,49 m. — Zum Schutz gegen den Angriff der heißen Verbrennungsgase wird manchmal der untere Teil des Schaftes mit Backsteinen verkleidet. Der Sockel kann durch Rippen verstärkt und mittels der

---

[1]) Mitteilung in Beton und Eisen 1903, 5. Heft. — Werke über Tunnelbau: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, I. Bd., 5. Abt.; Rziha, Der Tunnelbau.

[2]) Aus Engineering Record 1905, 19. August.

Armierung in biegungsfeste Verbindung mit der Fundamentplatte gebracht werden.[1])

Von den zahlreichen anderweitigen Anwendungen des Betons seien noch die armierten Leitungsmaste erwähnt. Sie erhalten meist rechteckigen Querschnitt, welcher sich von unten nach oben verjüngt und mit 4 bis 8 Rundeisen verstärkt ist. Sie werden fabrikmäßig hergestellt und besitzen durch Rippen verstärkte Fundamentplatten, sofern man ihre Füße nicht in Betonblöcke einbettet. Ein besonderes von Bougeat herrührendes Verfahren zur Herstellung von Leitungsmasten ist in Zürich erprobt worden. Dasselbe besteht darin, daß um einen Kern aus Holz, das mit den Eiseneinlagen beschlagen ist, die möglichst trockene Betonmasse aufgepreßt wird. Die Stangen erhalten einen Durchmesser von 17 bis 35 cm und eignen sich für Längen von 6 bis 19 m. Trotz des geringen Preises sind sie dauerhaft und verursachen keine Unterhaltungskosten.

---

[1]) Siehe auch Beton und Eisen 1905, II., X. u. f. — Werke über Schornsteinbau: Lang, Anleitung zum Entwerfen und zur statischen Berechnung gemauerter Schornsteine; Pietzsch, Der Fabrikschornstein.

Literatur.

---

a) Abgeschlossene Werke.

Bach, Mitteilungen über die Herstellung von Betonkörpern mit verschiedenem Wasserzusatz sowie über die Druckfestigkeit und Druckelastizität, Stuttgart 1903.

— Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens, Forscherheft 22 des V. d. J. 1905.

Berger et Guillerme, La construction en ciment armé, Paris 1902 (Text und Atlas).

Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten, Berlin 1904.

Beton-Eisenbrücken nach Bauweise Melan, Prag.

Beton-Kalender 1906, Berlin.

Bordenave, Le Sidéro-Ciment, Paris 1902.

Buel & Hill, Reinforced concrete, New York.

Büsing u. Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen, verfaßt im Auftrage des V. d. Portlandzementfabrikanten, Berlin 1905.

Cain, Theory of steel-concrete arches and vaulted structures, New York.

Castner, Der Zement und seine rationelle Verwertung zu Bauzwecken, Leipzig 1900.

Christophe, Le béton armé et ses applications, Paris und Lüttich 1902.

— Der Eisenbeton und seine Anwendungen (deutsche Ausgabe), Berlin 1905.

Considère, Essai à outrance du pont d'Ivry, Paris.

— Résistance à la compression du béton armé et béton freté, Paris.

— Experimentaluntersuchungen über die Eigenschaften der Zementeisenkonstruktionen (übersetzt von Blodnig), Wien.

— Influence des pressions latérales sur la résistance des solides à l'écrasement, Paris 1904.

Emperger, Die Rolle der Haftfestigkeit im Verbundbalken, Forscherheft III, Beton und Eisen, Berlin 1905.

— Die Berechnung beiderseits armierter Balken (Doktor-Dissertation), Wien.

— Graphischer Nachweis der Tragfähigkeit, Wien.

— Graphische Berechnung von Balken und Eisenbeton, Wien.

Expanded metal concrete, published by the New Expanded Metal Comp. of London.

Finkelstein, Der armierte Beton (System Hennebique), Czernowitz.

Guidi, Le Costruzioni in Beton armato, Turin.

Herzán, Beton und Eisen in den modernen Bauten (tschechisch), Prag 1904.

— Betonbalkenbrücken und deren statische Berechnung (tschechisch), Prag 1904.

— Bauten moderner Art für Wasserleitungszwecke (tschechisch), Prag 1904.

Kaufmann, Tabellen für Eisenbetonkonstruktionen, Berlin 1905.
Kleinlogel, Dehnungsfähigkeit nicht armierten und armierten Betons, Forscherheft I, Beton und Eisen, Wien 1904.
Koenen, Grundzüge für die statische Berechnung der Beton- und Betoneisenbauten, Berlin 1904.
Le Chatelier, Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques. Paris.
Leitsätze für die Vorbereitung, Prüfung und Ausführung von Bauten aus Stampfbeton, Berlin 1905.
Linder, Betoneisenkonstruktionen, System Hennebique, Basel 1897.
Linse, Der eisenverstärkte Beton, Sep.-Abdruck aus „Stahl und Eisen", Düsseldorf.
Marsh, Reinforced concrete, London 1904.
Morel, Le ciment armé et ses applications, Paris.
Naske, Die Portlandzementfabrikation, Leipzig.
Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement, Berlin 1902.
Palacio, Le ciment armé, Système Unciti, Paris.
Relevé des travaux Hennebique pendant 1903, Paris.
Ritter, Bauweise Hennebique, Zürich.
Saliger, Festigkeit veränderlich elastischer Konstruktionen, insbesondere der Eisenbetonbauten, Stuttgart 1904.
Sanders, Theorie van Cement-Ijzer-Constructiën, Amsterdam.
Schmid, Brenzbrücke bei Heidenheim, Stuttgart.
Schüle, Résistance et deformations du béton armé, Zürich.
Tedesco et Morel, Traité théorétique et pratique de la résistance des matériaux appliqué au béton et au ciment armé, Paris.
Turley, Anleitung zur statischen Berechnung armierter Betonkonstruktionen, Leipzig.
Una, Die Bestimmung rationeller Mörtelmischungen, Köln.
Vachelli, Le costruzioni in calcestruzzo ed in Cemento armato, Mailand.
Walter u. Weiske, Statische Berechnung der Träger und Stützen aus Beton mit Eiseneinlagen, Kassel 1902.
G. A. Wayß, Das System Monier, Berlin 1887.
Wayß u. Freytag, Der Betoneisenbau, seine Theorie und Anwendung, Berlin 1905.
Weiske, Graphostatische Untersuchung der Beton- und Betoneisenträger, Forscherheft II, Beton und Eisen (Doktor-Dissertation), Wien, 1904.
Winn, Concrete Steel Construction, Chatham.

b) Zeitschriften für Beton- und Eisenbetonbau.

Beton und Eisen, Berlin-Wien.
Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement-, Beton- und Eisenbetonbau, Berlin.
Zement und Beton, Berlin.
Le béton armé, Paris.
Le ciment, Paris.
Cement, New York.
The Cement-Age, New York.
Cement and Engineering News, Chicago.
Il Cemento, Genua.
El Cemento armado, Madrid.
El Hormigon armado, Sestao Bilbao.

c) Abhandlungen in anderen Zeitschriften aus den letzten Jahren über Bauausführungen und Versuche.

Hochbau.

Zellendecke, System Kulhanek, T. Bl. 1903 II.[1])
Werkstätten- und Warenhausbrände und der Eisenbetonbau, S. B. 1903, 38.
Verhalten von Eisenbetondecken in Eiskellern, Z. d. B. 1904, 5.
Brand des Iroquois-Theaters in Chicago, D. B. 1904, Januar.
Getreidespeicher, Z. V. d. J. 1904, 7.
Stadttheater in Bern, Sch. B. 1904, 1, 5 und 6.
Feuersbrunst in Baltimore, Z. d. B. 1904, 26.
Feuersicherheit von Theatern, Z. d. B. 1904, 28.
Anwendung des Eisenbetons zu Decken und Dächern, D. B. 1905, 42.

Reservoire.

Wasserturm, System Hennebique, S. B. 1903, 19.
Über Wassertürme, S. B. 1904, 8, 9.

Brücken.

Größere Brücken nach System Monier, Z. d. J. A. 1902, S. 640.
Betoneisenbrücke in Krapina, System Wayß, Z. d. J. A. 1902, S. 667.
Straßenbrücke in Luxemburg, D. B. 1902, S. 521 u. f.
Franz-Josef-Brücke in Laibach, Z. d. J. A. 1903, S. 305.
Betonbogenbrücken über die Schlitza bei Tarvis, Ö. W. 1903, 22.
Neckarbrücke bei Neckarhausen, Z. Bauw. 1903, 7 bis 9.
Gewölbte Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Metz, Z. Bauw. 1903, 4 bis 6.
Versuche mit Granitquadern zu Brückengelenken, Z. V. d. J. 1903, 40.
Betoneisenbrücke System Liebold, Sch. B. 1903, 6.
Addabrücke bei Morbegno, Sch. B. 1903, 10; Z. d. B. 1903, 76, Z. d. J. A. 1904, S. 12.
Gewölbte Betonbrücke über die Etsch, Ö. W. 1904, Juli.
Melanbrücke bei Reka, Ö. W. 1904, Sept.
Bahnübergangssteg in Falkenau, Ö. W. 1904, Okt.
Straßenbrücke über die Thur, System Maillard, Sch. B. 1904, Okt.
Syratalbrücke in Plauen, D. B. 1904, Juli.
Stampfbetonbrücke über die Iller, D. B. 1904, Sept.
Straßenbrücke in Eisenbeton über die Isar, D. B. 1904, Sept.
Moniergewölbe gegen abstürzende Lasten, Ö. W. 1905, 12.

---

[1]) T. Bl. Technische Blätter, Prag.
S. B. Süddeutsche Bauzeitung, München.
Z. d. B. Zentralblatt der Bauverwaltung, Berlin.
D. B. Deutsche Bauzeitung, Berlin.
Z. V. d. J. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, Berlin.
Sch. B. Schweizerische Bauzeitung, Zürich.
Z. d. J. A. Zeitschrift des österr. Ingenieur- u. Arch.-Vereins, Wien.
Z. Bauw. Zeitschrift für Bauwesen, Berlin.
Ö. W. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, Wien.
T. J. Tonindustriezeitung, Berlin.
B. Baumaterialienkunde, Stuttgart.

Verschiedene Bauwerke.

Wasserscheidewände, T. F. 1902, 102.
Quai- und Futtermauern, Z. d. J. A. 1901, S. 539.
Neuere Bauweisen auf der Pariser Weltausstellung, Z. d. J. A. 1901, S. 97, 117, 713, 765; 1902, S. 441, 453.
Betoneisengalerien gegen Lawinenschlag, Ö. W. 1903, 29.
Erhöhung der Bahnsteige der Berliner Stadtbahn, Z. d. B. 1903, 13.
Pflasterungsbettung aus Eisenbeton, Z. d. B. 1903, 13.
Leuchtturm in Nikolayen am Bug, Z. d. B. 1903, 89.
Betoneisen im Wasserbau, Ö. W. 1903, 26.
Eisenbetonpiloten, Z. d. J. A. 1902, S. 746.
Kohlensilo, D. B. 1905, 7.

Versuche und Erprobungen.

Versuchsergebnisse bei der Erprobung, Z. d. J. A. 1901, S. 211; 1902, S. 697; 1903, S. 640.
Ausdehnungskoeffizient von Beton, Z. d. J. A. 1902, S. 300.
Verhalten von Eisen und Beton, Z. d. B. 1903, 25.
Einwirkung von Portlandzement auf Eisen, Z. d. B. 1904, 28.
Zur Frage der Wirtschaftlichkeit, Z. d. B. 1903, 38.
Kosten bei hand- und maschinengemischtem Beton, Z. d. J. A. 1903, S. 640.
Über Versuche mit Verbundkörpern, D. B. 1903, 53 und 55.
Begriff der Streckgrenze, Z. V. d. J. 1904, Juli.
Schub- und Scherfestigkeit, Sch. B. 1904, 26; D. B. 1905, 31.
Chemische Veränderungen in den ältesten Eisenbetonbauten, Z. d. J. A. 1904, S. 334.
Bereitung von Beton aus lehm- und tonhaltigem Sand, B. 1904, 13.
Was ist besser, erdfeucht, plastisch, naß zubereiteter Beton? B.
Bauwissenschaftliche Versuche 1902/03, Z. d. B. 1904, Sept. und Okt.
Wasserdurchlässigkeit des Betons unter Druck, B. 1903, 3 und 4.
Versuche über Raumbeständigkeit von Portlandzement, B. 1903, 20.




UNIVERSITY OF ILLINOIS-URBANA
3 0112 050060752